

20.829/H/04



MILIK PERPUSTAKAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH - NOPEMBER

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10 LANTAI TIPE *SHEARWALL FRAME* DENGAN METODE *PUSHOVER* *ANALYSIS* MENGGUNAKAN SNI 2002

OLEH :

HERIBERTUS FAJAR KRISTIANTO
3199.100.007



RSS
690
Kri
P
2004

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS

Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

PERPUSTAKAAN
ITS

Tgl. Terima

2-8-2004

Terima Dari

H/

No. Agenda Prp.

720410

PROGRAM SARJANA (S-1)
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

2004

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10 LANTAI TIPE *SHEARWALL FRAME* DENGAN METODE *PUSHOVER* ANALYSIS MENGGUNAKAN SNI 2002

OLEH :

HERIBERTUS FAJAR KRISTIANTO
3199.100.007

SURABAYA, JULI 2004

MENGETAHUI / MENYETUJUI :

DOSEN PEMBIMBING I



Ir. MUDJI IRMAWAN, MS
NIP. 131.790.588



DOSEN PEMBIMBING II



Dr. Ir. TRIWULAN, DEA
NIP. 130.520.315

**PROGRAM SARJANA (S-1)
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2004**

**PERENCANAAN GEDUNG 10 LANTAI
TIPE SHEARWALL FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS MENGGUNAKAN SNI 2002**

OLEH :
HERIBERTUS FAJAR KRISTIANTO
3199.100.007

ABSTRAK

Sekarang ini dalam perencanaan gedung telah mengalami beberapa perubahan konsep. Perubahan ini dilatarbelakangi oleh adanya beberapa kekurangan yang terdapat pada konsep lama yang biasanya disebut dengan *Forced Based Design*, sehingga dikembangkanlah metode baru yang berorientasi pada kinerja gedung ini yang biasa disebut dengan *Performance Based Design*. Oleh karena itu penulis mencoba untuk menerapkan metode baru ini pada pendesainan gedung 10 lantai yang menggunakan tipe *Shear Wall Frame*. Tugas Akhir ini memfokuskan dalam penggunaan metode spektrum kapasitas atau yang lebih dikenal dengan *Pushover Analysis*, yang digunakan untuk mengetahui perilaku sesungguhnya struktur yang ada saat mengalami pembebanan lateral akibat gaya gempa terukur. Analisa *Pushover* ini berpatokan pada peraturan ATC-40, SNI 03 - 1726 - 2002, dan FEMA-273. Pada awal analisa dimulai dengan perhitungan struktur dengan menggunakan SK SNI 03 - xxxx - 2001 dan PBI 1971. Juga dihitung target perpindahan rencana yang didapatkan sebesar 0,581 m, target perpindahan ini merupakan representasi dari *performance level* yang diinginkan. Setelah perhitungan struktur terpenuhi maka analisa dilanjutkan dengan *running pushover analysis* dengan menggunakan SAP 2000 sebagai program bantu. Hasil utama yang didapatkan adalah kurva kapasitas, *performanced point*, dan letak pembentukan sendi plastis pada struktur yang ada. Lalu dilanjutkan dengan membandingkan antara simpangan struktur yang sesuai dengan kapasitasnya dengan target perpindahan rencana yang ditetapkan sebelumnya. Dalam tugas akhir ini setelah dilakukan analisa maka didapatkan bahwa target displacement tidak dapat terpenuhi karena displacement yang terjadi hanya sebesar 0,4775 m (17,7 % dibawah target). Maka harus dilakukan perbaikan desain. Setelah dilakukan pembesaran tulangan maka didapatkan *displacement* sebesar 0,557 m atau sebesar 4,53 % dari target displacement yang sebesar 0,581 m, tetapi hal itu tidak menjadi masalah karena selisihnya masih dibawah toleransi yaitu sebesar 5 %

Kata kunci : *Performance based Design, Shearwall Frame, Pushover Analysis, Performanced Point, displacement*

Kata Pengantar

Puji syukur dan ucapan terima kasih yang tak terhingga saya panjatkan kehadirat Tuhan Yang Maha Esa atas segala rahmat dan kurniaNya, sehingga terlepas dari berbagai kesulitan dan rintangan yang ada, akhirnya saya bisa menyelesaikan buku ini.

Tugas Akhir ini mengambil topik tentang *Performance-based Design* dimana secara lebih rinci difokuskan pada pemanfaatan analisa Pushover untuk mendesain suatu gedung. Penulis tertarik mengangkat topik permasalahan ini karena makin maraknya aplikasi dan pemanfaatan *Performance-based Design* di dalam dunia konstruksi bangunan, khususnya di daerah-daerah dengan tuntutan gaya gempa yang besar dan pendetailan yang akurat.

Di Indonesia sendiri memang dirasakan masih kurang 'populer'nya metode ini. Mungkin hal ini dikarenakan Indonesia memang bukan daerah yang sering mengalami gempa besar atau mungkin juga karena dirasakan metode ini masih terlalu rumit dan tidak praktis. Oleh karena itulah diharapkan dengan penyusunan Tugas Akhir ini, bisa menambah sedikit khazanah dan wawasan bagi para pembacanya.

Dalam kesempatan ini pula, Penulis ingin menyampaikan penghargaan dan ucapan terima kasih kepada orang-orang yang telah memungkinkan selesainya Tugas Akhir ini :

1. Bapak, Ibu, dan semua kakak-kakak ku, untuk segala dukungannya baik moral maupun material selama ini.
2. Bpk Ir. Mudji Irmawan, MS. selaku dosen pembimbing, untuk segala bantuan, bimbingan, dan kesabarannya selama proses penyusunan tugas akhir ini. Juga untuk semua pinjaman literatur nya yang amat berguna.
3. Ibu Dr. Ir. Triwulan, DEA. Atas bimbingannya sehingga Tugas Akhir ini dapat terselesaikan dengan sebaik-baiknya, dan juga terimakasih atas segala kritik membangunnya
4. Bpk Ir. R. Sutjipto T, Msc. Atas bimbingannya selama saya menjalani masa kuliah, dan segala dorongannya.
5. Semua dosen di Teknik Sipil ITS yang tidak dapat saya sebutkan namanya satu persatu, yang telah mendidik dan membimbing saya sejak awal perkuliahan hingga detik ini. Jasa-jasa baik kalian akan selalu saya kenang sepanjang masa.
6. Dan masih banyak lagi orang-orang yang tak dapat saya sebutkan namanya satu-persatu disini. Terima kasih untuk segala budi baiknya.

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa terlepas dari segala upaya dan usaha yang ada, Tugas Akhir ini masih amat jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, penulis dengan senang hati dan tangan terbuka menerima segala saran maupun kritik yang membangun untuk perbaikan konsep/materi ataupun tata cara penulisan yang ada.

Akhir kata, diharapkan semoga tulisan ini mampu membawa manfaat bagi para pembaca sekalian.

**“SALAM DAMAI DALAM NAMA YESUS KRISTUS DAN PUJI SYUKUR
ATAS SEGALA RAHMATNYA ”**

Surabaya, Juli 2004

Penulis

LEMBAR PERSEMBAHAN

Puji syukur yang tak terhingga saya panjatkan kehadiran Tuhan Yang maha Esa sehingga Tugas Akhir ini bias terselesaikan dengan begitu banyak perjuangan dan doa. Saya sadar bahwa saya tidak mungkin dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini tanpa bantuan dari berbagai pihak, oleh karena itu saya ingin menuliskan beberapa kata yang mengungkapkan rasa terima kasih yang tak terkira kepada :

- ❖ Bapak dan Ibu yang selalu memdoakan saya, memberikan dorongan kepada saya ketika mengalami kesulitan, dan banyak hal lagi yang kalian lakukan untuk saya , terima kasih atas semua itu. Meskipun adek pernah melakukan kesalahan yang sangat besar yang sangat menyakiti hati kalian tetapi kalian tetap mencintai adek, terima kasih dan sekali lagi adek mohon maaf telah melakukan kesalahan itu. Adek selau mencintai kalian sampai akhir hayat adek.
- ❖ Bapak dan Ibu dan keluarga sedati yang selalu me,berikan dorongan dan bantuan yang sangat berarti kepada saya.
- ❖ Mas Yudi, mas Wiwin, mbak Utit, mbak Heni, mbak Nanik, dan mas Ardeta. Bantuan dan doa kalian sangat berarti bagi adek, dan juga terimakasih atas kasih saying kalian. Adek tahu bahwa adek tidak akan biasa menyelesaikan segala masalah adek tanpa bantuan kalian. Dan juga terima kasih atas " kiriman" nya apabila adek membutuhkan. You are the best brothers and sisters for me, thanks a lot, and I love you all.
- ❖ My love Ratih yang selalu dengan sabar memberikan dukungan apabila ada kesulitan, yang selalu mendoakan saya, dan selalu mengerti kepada saya, I love you so much, wait for me and we will together forever, soon.
- ❖ My brother Mokhamad "Litle brother"Alkhamd Darmansyah dan Budi " The two millions man" Prasetyo. Kita pernah mengalami masa yang penuh perjuangan bersama sama dan aku harap persahabatan kita akan tetap terjalin selamanya.

- ❖ Untuk The Tree Maskenter (Stres-na, Bangsatrio, and Zebe), Faries, terima kasih atas dukungannya dan bantuannya, dan akhirnya kita bias widuda bareng-bareng, dan juga kepda Eko-pack terima kasih atas dukunganmu dan kue nya (wis dibayar durung karo Alkhand).
- ❖ Untuk Ali dan Data terima kasih atas segala bantuan dan masukannya.
- ❖ Untuk Gugus, Dadut, Bismo, Krisna, Udien, Renggo, Seno-Man terima kasih bantuannya ya, aku selalu akan mengingatnya
- ❖ Untuk para bidadari S-42 : Reni Malang, Reni mBangil, Yang'Sofyan', Avriel, Maya, Resti, meme Deasy, Nophie', Farida, Ratih'tante Peggy', Wonda, Sonya, Pipit, Rina' RiMut', Septania, Erlin'kethoprak humor', Isti, Sita, Monica, Sari, Andina. Terimakasih mau mewarnai kampus.
- ❖ Untuk lanang-lanang S-42 : Gudus, Bambang, nDollies, Bondan'fisher', Bendot-man, Wahyu'mBah', Faisal, Osa, GN-Thong, Welly, Dadutz, Sujatz, Qiyip, Qomar, Kenth, Tielies, Cupang, Tobil, Edo, Vian, Antok'Ngalam', Sugeng'nganyuk', Raras, Agung cilik, Agung BeHa, Anjang'nggalek', Ibon"Dhus", Dedi'Gempa', Anol'Bawean', Ming, Gendon, Odjie, Arie, Endar'ndemo', Andec, Jarwo'bhurix', Sony'lebus', to-Yanto, Sinyo Sun, Ebet, Yunanto, Ical, Rawon, Teyenk, Hari afre', Ginting, Aga'duro', Adie, Si kembar Dani – Deni, Pendhy'raja ngibul', Adit'kenthung'. Timbul, Musni, Sutan, Terimakasih atas kebersamaan kita. Kalian sangat LUGU (LUcu tapi ngGUilani puolll). We are one, dude !!!
- ❖ Cak So dan Pak Damiri terima kasih atas bantuannya dan ruang baca yang asri. Mbah Mo dan Kantin Crew atas makanan bergizinya selama dalam penantian kelulusan. Pak Yok atas penjagaanya yang ketat
- ❖ Dan juga kepada semua pihak yang tidak bisa saya sebetkan satu-persatu yang telah membantu saya, terimakasih semoga Tuhan selalu memberkati kalian.

Daftar Isi

Halaman Judul	
Lembar Pengesahan	
Abstrak	
Kata Pengantar	ii
Daftar Isi	iii
Daftar Gambar	vii
Daftar Tabel	viii
Daftar Notasi	x
BAB I PENDAHULUAN	I
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Permasalahan	2
1.3 Tujuan	2
1.4 Batasan Permasalahan	2
1.5 Sistematika Penulisan	3
BAB II DASAR PERENCANAAN	5
2.1. Umum	5
2.2. Peraturan Yang Digunakan	6
2.3. Pemodelan Struktur	6
2.4. Pembebanan	7
2.5. Analisa Struktur	7
BAB III METODOLOGI	8
3.1. Preliminary Design	8
3.1.1. Perencanaan Balok	8
3.1.2. Perencanaan Kolom	8
3.1.3. Perencanaan Pelat	9
3.1.4. Perencanaan Balok Anak	9
3.2. Perencanaan Struktur Sekunder	9
3.2.1. Perencanaan Tulangan Pelat	9
3.2.2. Perencanaan Tulangan Tangga	11

3.2.3. Perencanaan Tulangan Balok Anak	11
3.3. Pembebanan	13
3.3.1. Beban Arah Vertikal	13
3.3.1.1. Beban Mati	13
3.3.1.2. Beban Hidup	14
3.3.2. Beban Arah Horizontal (Lateral)	14
3.3.2.1. Beban Angin	14
3.3.2.2. Gaya Gempa Dasar	14
3.3.3. Kombinasi Pembebanan	16
3.4. Perpindahan (<i>Displacement</i>)	16
3.4.1. Kontrol <i>Displacement</i>	16
3.4.2. Penentuan Target Perpindahan Rencana	17
3.5. Perhitungan Struktur Tulangan Utama	20
3.5.1. Redistribusi Momen	20
3.5.2. Penulangan Balok Induk	20
3.5.3. Penulangan Kolom	22
3.5.4. Sambungan Balok – Kolom	23
3.6. Tulangan <i>Shearwall</i>	23
3.7. <i>Pushover Analysis</i>	24
3.7.1 Kapasitas	26
3.7.2 <i>Demand</i>	30
3.7.3 Titik Kinerja (<i>Performance Point</i>)	33
3.7.3.1 Prosedur A	33
3.7.3.2 Prosedur B	35
3.7.3.3 Prosedur C	36
Bab IV DASAR TEORI	42
4.1. Konsep Force-Based Design	42
4.2. Konsep Performance-Based Design	43
BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER	45
5.1. Balok	45
5.1.1. Perencanaan Balok Memanjang	45
5.1.2. Perencanaan Balok Melintang	46

5.2. Kolom	46
5.3. Pelat	47
5.3.1. Perencanaan Pelat	47
5.3.2. Pembebanan Pelat	49
5.3.3. Perencanaan Penulangan Pelat	50
5.4. Tangga	56
5.4.1. Perencanaan Tangga	56
5.4.2. Pembebanan Tangga	57
5.4.3. Perencanaan Penulangan Tangga	58
5.4.4. Perencanaan Balok Bordes	61
5.5. Perencanaan Balok Anak	63
5.5.1. Perencanaan Balok Anak Atap	64
5.5.2. Perencanaan Balok Anak Lantai	69
BAB VI ANALISA STRUKTUR UTAMA	71
6.1. Data-data Perencanaan Gedung	71
6.2. Pebebanan Arah Vertikal	71
6.2.1. Perhitungan Beban Per Satuan Luas	73
6.2.2. Perhitungan Beban Equivalen	74
6.3. Perhitungan Beban Lateral Akibat Gempa	74
6.3.1. Perhitungan Berat Total Bangunan	74
6.3.2. Perhitungan Gaya Geser Dasar	75
6.3.2.1. Pembebanan Arah Melintang Gedung (Arah Y)	75
6.3.2.1.1. Penyebaran Gaya Geser Secara Vertikal	76
6.3.2.2. Pembebanan Gempa Arah Memanjang Gedung (Arah X)	77
6.3.2.3. Penyebaran Arah Gempa	77
6.3.2.4. Waktu Getar Alami Fundamental	78
6.4. Perhitungan Beban Angin	79
6.5. Kontrol <i>Displacement</i>	79
6.6. Penentuan Target Perpindahan Rencana	80
6.7. Analisa Gaya-Gaya Dalam (Analisa Linier)	84
6.8. Perhitungan Penulangan	85
6.8.1. Redistribusi Momen Tumpuan Balok	85

6.8.2	Penulangan Lentur Balok	87
6.8.3	Penulangan Geser Balok	89
6.8.4	Penulangan Lentur Kolom	92
6.8.5	Penulangan Transversal Kolom	94
6.8.6	Sambungan Balok-Kolom	97
6.8.7.	Tulangan <i>Shearwall</i>	98
6.9.	Rekap Hasil Perhitungan Penulangan	102
6.9.1	Tulangan Balok	103
6.9.2	Tulangan Kolom	103
BAB VII	ANALISA PUSHOVER	105
7.1	Analisa Statik Non-Linear	105
7.2	Analisa Pushover dengan SAP2000	111
7.3	Hasil Analisa Pushover	115
7.4	Solusi Untuk Mencapai Target Displacement Rencana	119
7.4.1	Teori Umum	119
7.4.2	Contoh Aplikasi Pada Perencanaan Gedung	121
7.4.3.	<i>Performance Point</i>	124
BAB VIII	KESIMPULAN DAN SARAN	125
8.1	Kesimpulan	125
8.2	Saran	127
	Daftar Pustaka	128
	Lampiran	

Daftar Gambar

Gambar 3.1	Pemodelan Struktur Tangga	11
Gambar 3.2	Pemodelan MDOF ke SDOF	17
Gambar 3.3	Prosedur Analitis Performance-based design	25
Gambar 3.4	Ilustrasi Metode Pushover beserta Kurva Kapasitasnya	26
Gambar 3.5	Contoh Kurva Kapasitas yang mungkin terjadi	27
Gambar 3.6	Respon Spektrum (Elastis)	31
Gambar 3.7	Respon Spektrum dalam Format S_a vs T dan ADRS	32
Gambar 3.8	Respon Spektrum Tereduksi	32
Gambar 3.9	Prosedur A Setelah Tahap 6 (ATC-40)	34
Gambar 3.10	Prosedur B Setelah Tahap 4 (ATC-40)	36
Gambar 3.11	Prosedur B Setelah Tahap 7 (ATC-40)	37
Gambar 3.12	Prosedur C Setelah Tahap 9 (ATC-40)	38
Gambar 3.13	Flowchart Metodologi	41
Gambar 5.1	Pelat	47
Gambar 5.2	Potongan Pelat	51
Gambar 5.3	Potongan Pelat	54
Gambar 5.4	Denah Tangga dan Sistem strukturnya	56
Gambar 5.5	Pembebanan pada Tangga	58
Gambar 5.6	Penulangan Balok Bordes	63
Gambar 5.7	Tributary Area	63
Gambar 5.8	Koefisien Momen Balok Anak	65
Gambar 5.9	Penulangan Balok Anak Atap	69
Gambar 5.10	Penulangan Balok Anak Lantai	70
Gambar 6.1	Distribusi Beban Pelat pada Balok	71
Gambar 6.2	Penulangan pada balok BL 197	92
Gambar 6.3	Hasil Analisa PCACOL v3.00 untuk Kolom KLM33	94
Gambar 6.4	Diagram Interaksi Kolom K22 ($f_y = 500$ MPa, $\phi = 1.0$)	96
Gambar 6.5	Contoh Sket Penulangan Transversal untuk Kolom	97
Gambar 6.6	Analisa Geser pada Beam Column Joint Interior lantai 3	98

Gambar 6.7	Sketsa Penulangan Boundary Elemenet	101
Gambar 6.8	Tipe Penulangan Kolom	104
Gambar 7.1	Hubungan Load-Deformation untuk Elemen Struktur yang Telah Digeneralisasi	105
Gambar 7.2	<i>Acceptance Criteria</i>	111
Gambar 7.3	Grafik Rasio Beban Pushover Terhadap Lantai Gedung	113
Gambar 7.4	Grafik Load Deformation M3	114
Gambar 7.5	Grafik Load Deformation PMM	114
Gambar 7.6	Kurva Kapasitas (Trial Awal)	116
Gambar 7.7	Kurva Momen-Rotasi Eksperimental dengan Confinement berbeda	120
Gambar 7.8	Kurva Kapasitas (trial Akhir)	122

Daftar Tabel

Tabel 3.1	Tipe-Tipe Perilaku Struktural	35
Tabel 3.2	Effective Damping, β_{eff} , dalam % - Structural Behaviour A	39
Tabel 3.3	Effective Damping, β_{eff} , dalam % - Structural Behaviour B	39
Tabel 3.4	Effective Damping, β_{eff} , dalam % - Structural Behaviour C	40
Tabel 6.1	Distribusi Gaya Gempa Dasar arah Melintang	76
Tabel 6.2	Distribusi Gaya Gempa Dasar arah Memanjang	77
Tabel 6.3	Distribusi Gaya Gempa Dasar	78
Tabel 6.4	Distribusi gaya Gempa Dasar Hasil Kontrol Rayleigh	78
Tabel 6.5	Simpangan Lateral Akibat Gempa dan Batasannya	80
Tabel 6.6	Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Frame	81
Tabel 6.7	Perhitungan Target Perpindahan Rencana Frame	82
Tabel 6.8	Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Dinding	83
Tabel 6.9	Perhitungan Target Perpindahan Rencana Dinding	83
Tabel 6.10	Harga Momen Inersia Penampang Retak	85
Tabel 6.11	Momen Tumpuan Balok Lantai 3	86
Tabel 6.12	Momen Tumpuan Balok Lantai 3 Hasil Redistribusi	86
Tabel 6.13	Penulangan Lentur Balok	103
Tabel 6.14	Penulangan Geser Balok	103
Tabel 6.15	Penulangan Kolom	104
Tabel 7.1	Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Reinforced Concrete Beams	108
Tabel 7.2	Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Reinforced Concrete Columns	109
Tabel 7.3	Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Members controlled by Flexure	110
Tabel 7.4	Perhitungan Beban Pushover	113
Tabel 7.5	Jenis-jenis Sendi Plastis untuk masing-masing elemen Struktural	113
Tabel 7.6	Nilai Parameter Sendi Plastis M3	114
Tabel 7.7	Nilai Parameter Sendi Plastis PMM	114



Tabel 7.8	Tabel Capacity Curve Hasil Analisa Pushover (Trial Awal)	117
Tabel 7.9	Tabel Capacity Curve hasil Analisa Pushover (Trial Akhir)	122
Tabel 7.10	Rekap hasil Penulangan Lentur Balok (trial Akhir)	123
Tabel 7.11	Rekap hasil Penulangan Geser Balok (trial Akhir)	124
Tabel 7.12	Rekap hasil Penulangan Kolom (trial Akhir)	124

Daftar Notasi

α_1	=	Koefisien Modal Massa untuk Natural Mode-I
β_{eff}	=	Redaman efektif struktur
Δ	=	Perpindahan
Δ_d	=	Target Perpindahan Rencana
Δ_i	=	Profil Perpindahan Rencana
Δ_M	=	Simpangan maksimum Respon Inelastis akibat V (UBC 1997)
Δ_s	=	Simpangan hasil Analisa Statik-Elastis akibat V (UBC 1997)
Δ_y	=	Perpindahan pada saat Leleh pertama
Δ_{ul}	=	Perpindahan Ultimate
ε_y	=	Regangan leleh
ϕ_i	=	Daktilitas Kurvatur
γ	=	Berat Jenis
κ	=	Faktor Modifikasi untuk menilai parallelogram
μ_s	=	Daktilitas Struktur Rencana
π	=	3.14159...
θ	=	Rotasi Elemen Struktur
θ_c	=	Rotasi Elemen Struktur sesuai batasan Peraturan
θ_d	=	Rotasi Elemen Struktur Desain
θ_p	=	Rotasi pada saat kondisi Plastis
θ_y	=	Rotasi pada saat Leleh pertama
ρ	=	Rasio Tulangan Tarik
ρ'	=	Rasio Tulangan Tekan
A_j	=	Luas total Joint
A_s	=	Luas Tulangan Tarik
A_s'	=	Luas Tulangan Tekan
A_{sh}	=	Luas Tulangan Geser
b_e	=	Lebar Efektif Balok

b_w	=	Lebar Balok
C_a	=	Koefisien Gempa
C_t	=	Koefisien Gempa
C_v	=	Koefisien Gempa
d	=	Tinggi bersih balok diambil pada serat tekan atas hingga tulangan tarik
E_s	=	Modulus Elastisitas Baja
f_c'	=	Tegangan Leleh Baja Tulangan
f_v	=	Tegangan Hancur Beton
F_{ix}	=	Gaya Gempa Terdistribusi pada lantai ke-i,x
g	=	Percepatan Gravitasi Bumi ($= 9,81 \text{ m/s}^2$)
h_i	=	Tinggi lantai ke-i
h_{ti}	=	Tinggi Total Gedung
I_g	=	Momen Inersia Penampang Utuh
I_b	=	Momen Inersia Balok
I_c	=	Momen Inersia Kolom
I_{cr}	=	Momen Inersia Penampang Retak
L_n	=	Panjang Bentang Bersih
M_n	=	Momen Nominal
M_{pr}	=	Probable Moment Strength akibat tulangan terpasang
M_u	=	Momen Ultimate
M_y	=	Momen Leleh
PF_1	=	Participation Factor untuk Natural Mode-1
P_u	=	Gaya Aksial Ultimate yang bekerja pada elemen Struktur
q_{ek}	=	Beban Merata Ekuivalen
s	=	jarak spasi tulangan sengkang
S_a	=	Spectral Acceleration
S_d	=	Spectral Displacement
t	=	Tebal Pelat Lantai
T	=	Periode Struktur
W	=	Seismic Dead Load
V	=	Gaya Geser pada elemen struktur
V_c	=	Kuat Geser Beton

V_s = Kuat Geser dari Tulangan
 V_B = Gaya geser dasar Gempa
 Z = Seismic Zone Factor



BAB I PENDAHULUAN

1.1. LATAR BELAKANG

Sekarang ini telah terjadi pergeseran konsep dalam perencanaan struktur tahan gempa. Konsep lama yang berbasis pada kekuatan (*forced based design*) berangsur – angsur mulai ditinggalkan. Konsep baru yang mulai dikembangkan adalah konsep yang berbasis pada kinerja struktur itu sendiri atau yang disebut *performance based design*. Hal ini terjadi karena para ahli struktur menyadari bahwa keamanan dan keselamatan gedung tidak hanya tergantung pada kekuatan struktur yang ada saja, tetapi juga tergantung pada tingkat deformasi dan energi terukur pada saat struktur bekerja.

Ditinggalkannya konsep *forced based design* juga karena adanya kelemahan pada konsep tersebut. Pada konsep yang berpatokan pada kekuatan struktur ini menganggap bahwa struktur akan bersifat elastis pada saat menerima beban. Padahal pada kenyataannya, struktur akan bersifat inelastis pada saat menerima beban gempa. Selain itu juga konsep ini tidak bisa menentukan secara pasti kekuatan batas struktur sesungguhnya.

Maka dikembangkanlah konsep baru yang disebut *performance based design* yang berpatokan pada kinerja struktur yang ada. Dimana pada konsep ini kinerja didapatkan dari kerusakan yang terjadi pada sat struktur menerima beban gaya. Dengan melihat kerusakan yang terjadi maka kita bisa mendapatkan batas maksimal gaya yang bisa diterima oleh struktur, dan juga bisa mendapatkan batas deformasi yang bisa diterima.

Oleh karena itu penulis mencoba untuk menerapkan konsep tersebut dalam perencanaan struktur gedung yang memiliki 10 lantai dan bertipe *shearwall frame*. Dimana pada pengerjaannya dititik beratkan pada penggunaan metode *pushover analysis* sebagai metode yang digunakan. Dan diharapkan Tugas Akhir ini menghasilkan suatu perencanaan yang menggunakan konsep *performane based design* yang hasil perhitungannya sesuai dengan persyaratan keamanan berdasarkan SNI 03 – 1726 – 2002, dan pada akhirnya nanti Tugas Akhir ini bisa

digunakan sebagai bahan acuan pada perencanaan gedung beton bertulang selanjutnya.

1.2. PERMASALAHAN

Permasalahan yang akan dibahas pada penulisan Tugas Akhir ini adalah suatu perencanaan struktur gedung yang memiliki 10 lantai yang berfungsi sebagai gedung perkantoran. Sistem struktur yang digunakan adalah *Shearwall Frame* yang dalam pengerjaannya digunakan konsep *performance based design* dengan metode *pushover analysis* sebagai titik beratnya. Sedangkan untuk peraturan yang digunakan adalah SK SNI 03 – xxxx – 2001 dan PBI 1971 untuk perencanaan struktur dan pendetailannya, sedangkan untuk tata cara perencanaan ketahanan tahan gempa pada perhitungan ini menggunakan SNI 03 – 1726 – 2002.

Perencanaan dengan menggunakan *Shearwall* ini dimaksudkan agar gaya geser yang terjadi pada gedung tersebut dapat diterima oleh struktur rangka balok-kolom maksimal sebesar 25% dan sisanya diterima oleh sistem dinding geser. Kemudian harus dapat dipastikan apakah kombinasi dari rangka balok kolom dengan dinding geser membentuk satu kesatuan sistem yang bekerja sama untuk menahan gaya geser yang terjadi.

1.3 TUJUAN

Tujuan yang ingin dicapai dalam tugas akhir ini adalah :

1. Merencanakan suatu struktur gedung 10 lantai dengan menggunakan *performance based design* dengan *pushover analysis*-nya sebagai metode yang digunakan
2. Memperkenalkan aplikasi perencanaan struktur tahan gempa dengan konsep *performance based design* dan menggunakan peraturan gempa SNI 03 – 1726 – 2002.

1.4. BATASAN PERMASALAHAN

Batasan-batasan masalah yang diperlukan dalam tugas akhir ini adalah :

1. Perencanaan gedung ini terbatas pada perencanaan strukturnya saja, tidak termasuk arsitekturnya (denah, tampak, dan potongan)

2. Tidak membahas faktor ekonomis gedung
3. Asumsi gaya lateral yang dominan adalah gaya gempa
4. Pemodelan struktur dengan *shearwall* sistem

Disini yang disebut dengan *shearwall* sistem adalah sistem gedung dimana beban gempa yang terjadi diterima oleh *shearwall* sebesar 75% dan 25% sisanya diterima oleh kolom.

5. Tangga dan dinding dalam perencanaan dibuat nonrigid
6. Pembagian ruang menggunakan dinding partisi
Ini dimaksudkan agar mempermudah apabila terjadi perubahan susunan ruang apabila terjadi pergantian pemilik kantor.
7. Program bantu yang digunakan adalah SAP 2000 dan PCA COL
8. Peraturan gempa yang digunakan adalah SNI 03 – 1726 – 2002
9. Peraturan yang dipakai pada saat pendetailan adalah SK SNI 03 – xxxx – 2001 dan PBI 1971
10. Tidak merencanakan bangunan bawah struktur
11. Pondasi dan daya dukung maupun kestabilan tanah tidak termasuk dalam Tugas Akhir ini
12. Pada saat menjalankan *pushover analysis*, deformasi tanah diabaikan. Hubungan pondasi dan tanah dianggap rigid

1.5.SISTEMATIKA PENULISAN

Dalam penulisan tugas akhir ini penulis menggunakan sistematika penulisan sebagai berikut :

BAB I

Pada bab ini penulis menjelaskan segala sesuatu yang menjadi dasar dalam penulisan tugas akhir ini, seperti latar belakang penulis menulis tugas akhir dengan judul ini, permasalahan yang dibahas dalam tugas akhir ini, tujuan yang ingin dicapai , batasan masalah yang digunakan untuk mempersempit tinjauan yang dilakukan, sehingga penulisan dapat lebih sederhana.

BAB II

Bab ini membahas dasar – dasar dari perencanaan gedung ini

BAB III

Dalam bab ini dibahas metodologi yang dilakukan penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.

BAB IV

Bab ini membahas tentang berbagai pengertian dasar dari *performence based design*, dan keunggulannya.

BAB V

Bab ini membahas tentang *preliminary design* dan perencanaan tulangan struktur sekunder.

BAB VI

Bab ini membahas tentang pembebanan yang terjadi. Selanjutnya dilanjutkan dengan perencanaan tulangan struktur utama dengan menggunakan hasil dari program SAP 2000 yang *output*-nya merupakan gaya dalam struktur akibat beban yang ada. Selanjutnya dilanjutkan dengan kontrol *drift* dan penentuan target perpindahan rencana

BAB VII

Bab ini membahas tentang cara mendapatkan hasil dari *pushover analysis* dengan menggunakan program bantu SAP 2000. yang selanjutnya dibandingkan dengan besarnya target perpindahan rencana

BAB VIII

Bab ini membahas kesimpulan dari penulis setelah melakukan penulisan tugas akhir ini dan saran apa yang diberikan penulis.

BAB II

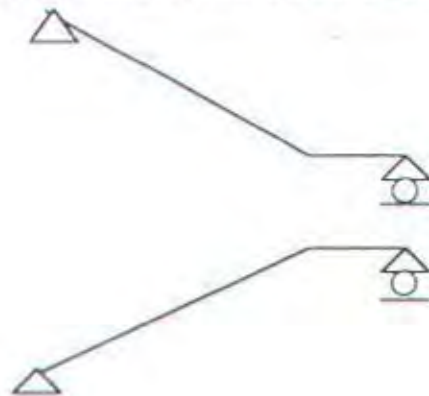
DASAR PERENCANAAN

2.1. UMUM

Data-data gedung yang digunakan :

- Material : $f_y = 400 \text{ Mpa}$
 $f_c = 30 \text{ Mpa}$
- Fungsi gedung : Perkantoran
- Sistem gedung : *shearwall frame*
- Data gempa :
 $\text{Zona gempa} = 6 \text{ (SNI 03 - 1726 - 2002)}$
- Aturan khusus untuk tangga

Tangga dalam perencanaan ini diasumsikan bersifat non rigid dengan perletakan sendi - rol. Sehingga, dalam perencanaan gedung ini, tangga tidak dianggap sebagai struktur utama tetapi sebagai beban untuk menghitung gaya dalam pada struktur utama yang ada.



- Aturan khusus untuk dinding
- Dinding dalam perencanaan ini diasumsikan bersifat nonrigid dengan memberikan dilatasi antara dinding dengan struktur utama. Hal ini dilakukan agar pada saat terjadi defleksi pada struktur utama, dinding tidak turut mengalami defleksi, sehingga tidak mengganggu pergerakan struktur yang ada. Hal ini berarti kekuatan dinding untuk menahan defleksi tidak

diperhitungkan dan dinding pada perencanaan difungsikan hanya sebagai beban untuk menghitung gaya dalam struktur utama.

- Letak gedung jauh dari pantai
- Dimensi gedung (dilihat pada lampiran)

2.2. PERATURAN YANG DIGUNAKAN

Perencanaan dalam tugas akhir ini menggunakan peraturan yang berlaku yaitu :

- SK SNI 03 – xxxx – 2001
- SNI 03 – 1726 – 2002
- Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983
- Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI) 1971

Selain peraturan diatas, dalam tugas akhir ini juga digunakan program bantu berupa software, yaitu :

- PCACOL
- SAP 2000

2.3. PEMODELAN STRUKTUR

Adapun pemodelan struktur yang digunakan dalam gedung ini adalah :

a. Struktur atas utama

Gedung yang akan direncanakan ini adalah suatu struktur gedung yang menggunakan tipe *shearwall frame*. Dimana dalam perhitungannya struktur utama yang akan dianalisa adalah meliputi kolom, balok induk melintang, balok induk memanjang, dan *shearwall*.

b. Struktur Sekunder

Struktur sekunder adalah struktur pendukung yang hanya menyalurkan beban gempa yang ada. Adapun dalam gedung ini struktur sekunder yang akan dianalisa adalah balok anak, tangga, dan pelat. Dimana dalam perhitungannya harus dipisahkan dengan struktur utama.

c. Struktur Bawah

Adapun struktur bawah merupakan struktur yang menghubungkan antara gedung dengan tanah. Dimana dalam perhitungannya harus bisa mengakomodasi seluruh beban yang ada dan disalurkan ke tanah. Struktur

bawah yang dimaksudkan disini adalah pondasi. Pondasi yang digunakan adalah sistem pondasi tiang pancang. Dimana dalam sistem ini meliputi tiang pancang, sloof, por, dan plat menerus. Tetapi dalam tugas akhir ini struktur bawah tidak dihitung.

Untuk lebih jelasnya bisa dilihat pada denah, potongan, dan pembalokan yang semuanya bisa dilihat pada lampiran.

2.4. PEMBEBANAN

Adapun dalam perhitungan beban yang ada mengacu pada SKSNI 03 – xxxx – 2001. Dimana didalamnya disebutkan bahwa struktur gedung akan menerima beban yang terdiri dari beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa.

2.5. ANALISA STRUKTUR

Pada saat analisa struktur kita akan menghitung kebutuhan tulangan yang ada. Untuk itu diperlukan data gaya dalam yang terjadi pada struktur yang ada. Untuk mempermudah perhitungan maka digunakan program bantu SAP 2000 untuk membantu mendapatkan gaya dalam tersebut. Dimana hasil akhir dari analisa struktur adalah didapatkannya pendetailan tulangan yang dibutuhkan oleh struktur yang ada.



BAB III METODOLOGI

3.1. PRELIMINARY DESIGN

Preliminary Design merupakan langkah awal dari suatu perencanaan suatu gedung. Dalam langkah ini kita menentukan dimensi struktur gedung yang akan kita gunakan dalam perencanaan nantinya.

3.1.1. Perencanaan Balok

Didalam SK SNI 03 – xxxx – 2001 pada tabel 9.5(a) disebutkan bahwa balok yang terdapat pada dua tumpuan sederhana memiliki tebal minimum:

$$h_{min} = \frac{1}{16} L$$

dengan :

h_{min} = tebal minimum balok (mm)

L = panjang bentang (mm)

3.1.2. Perencanaan Kolom

Pada gedung ini direncanakan menggunakan dimensi kolom yang tipikal, ini dimaksudkan untuk memudahkan dalam pembuatan atau pemasangan bekisting. Adapun rumus yang digunakan untuk merencanakan dimensi kolom adalah :

$$\overline{f_c} = \frac{N_{uk}}{A}$$

$$\overline{f_c} = \frac{1}{3} f_c'$$

dengan :

N_{uk} = beban aksial yang diterima oleh kolom (N)

$\overline{f_c}$ = tegangan ijin (Mpa)

f_c' = kuat tekan beton (Mpa)

A = luas dimensi kolom (mm²)

3.1.3. Perencanaan Pelat

Dalam perencanaan dimensi pelat digunakan peraturan SK SNI – 03 – xxxx – 2002 ps. 9.5.3.3, yang disebutkan bahwa :

- Untuk α_m lebih besar dari 0,2 dan tidak boleh lebih dari 2 maka tebal pelat minimum :

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

- Untuk α_m lebih besar dari 2 maka tebal pelat minimum :

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

3.1.4. Perencanaan Balok Anak

Dikarenakan tidak ada ketentuan khusus yang membahas tentang perencanaan balok anak, maka untuk dimensi balok anak menggunakan rumus yang berlaku pada perencanaan balok induk.

3.2. PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Perencanaan struktur sekunder ini dipisahkan dengan struktur utama dikarenakan struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada kepada struktur utama.

3.2.1. Perencanaan Tulangan Pelat

Setelah dimensi daripada pelat lantai maupun pelat atap telah diketahui, maka perhitungan berlanjut pada perhitungan tulangan pelat tersebut. Dalam perencanaan tulangan ini dibedakan antara penulangan pelat lantai dan pelat atap.

Untuk mengetahui kebutuhan tulangan pelat yang akan digunakan maka kita terlebih dahulu menghitung beban yang akan diterima oleh pelat tersebut. Dimana beban tersebut adalah

a. Pelat Atap

Beban mati :

- Berat sendiri
- Plafond + penggantung
- Finishing
- Aspal (1 cm)
- Pasir (1 cm)
- AC + perpipaan

Beban hidup

- Beban hidup atap

b. Pelat Lantai

Beban mati :

- Berat sendiri
- Plafond + penggantung
- Spesi (1 cm)
- Tegel (keramik)
- AC + perpipaan
- Dinding partisi

Beban hidup (lantai perkatoran)

$$q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

Adapun dari beban-beban tersebut kita hitung gaya dalam dari pelat tersebut. Adapun peraturan yang digunakan adalah yang terdapat dalam PBI 1971 untuk menghitung gaya dalam yang ada.

Untuk perhitungan tulangan yang digunakan menahan beban yang ada maka kita harus menentukan terlebih dahulu rasio dari tulangan tersebut, adapun dalam SK SNI 03 - xxxx - 2002 disebutkan :

$$f'_c = 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta = 0,85 \quad (SK \text{ SNI } 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 10.2.7.3.)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (SK \text{ SNI } 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 8.4.3.)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \quad (SK \text{ SNI } 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 10.3.3.)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (\text{SK SNI 03 - xxx - 2001 Ps. 10.5})$$

Setelah batasan-batasan telah ditentukan maka kita melanjutkan pada perhitungan tulangan pelat itu sendiri. Adapun rumus yang digunakan adalah :

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right]$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c}$$

3.2.2. Perencanaan Tulangan Tangga

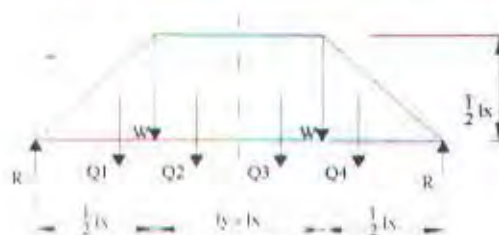
Pada perencanaan tulangan tangga langkah-langkah yang digunakan hampir sama dengan perencanaan struktur sekunder yang ada. Adapun komponen dari tangga tersebut adalah pelat tangga, pelat bordes, balok bordes, dan kolom bordes dimana rumus-rumus yang digunakan adalah sama dengan yang digunakan dalam perencanaan struktur sekunder yang lain. Adapun model dari struktur tangga yang ada adalah :



Gambar 3.1. Pemodelan Struktur Tangga

3.2.3. Perencanaan Tulangan Balok Anak

- Pada gedung ini balok anak yang ada dibagi 3 jenis, yaitu balok anak lantai, balok anak atap, dan balok lift. Adapun beban yang diterima oleh balok anak merupakan beban *tributary area*. Dimana yang diterima oleh balok anak adalah beban trapesium.



$$W = \frac{1}{2} \cdot q_{\text{pelat}} \cdot l_x$$

$$Q_1 = Q_4 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot l_x \cdot W = \frac{1}{4} \cdot l_x \cdot W$$

$$Q_3 = Q_4 = W \left(\frac{l_y - l_x}{2} \right)$$

$$R = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}{2} = \frac{1}{4} W (2l_y - l_x)$$

Mmax tengah bentang:

$$M_{\max} = \frac{1}{4} W (2l_y - l_x) \frac{1}{2} l_y - \frac{1}{4} l_x W \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x + \frac{1}{2} (l_y - l_x) \right) - W \left(\frac{l_y - l_x}{2} \right) \cdot \frac{1}{4} (l_y - l_x)$$

$$M_{\max} \text{ terbagi rata} = \frac{1}{8} q_{eq} l_x^2$$

Dari kedua persamaan diatas, didapatkan :

$$q_{eq} = \frac{1}{2} q_{pelat} l_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right)$$

dari q_{ek} yang terjadi maka kita menggunakannya untuk menghitung momen dan gaya geser yang terjadi. Dimana momen digunakan untuk menghitung tulangan lentur dan gaya geser digunakan untuk menghitung tulangan geser.

- Perhitungan tulangan lentur

Untuk menghitung momen yang terjadi menggunakan SK SNI 03 – xxxx - 2001 ps. 8.3.3. dari momen tersebut kita menghitung tulangan yang ada, dimana tulangan lentur dibagi menjadi 2 yaitu tulangan tumpuan dan tulangan lapangan.

- Tulangan tumpuan

Rumus yang digunakan dalam perhitungan tulangan tumpuan adalah :

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} b w . d$$

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{f_y} b w . d$$

$$\rho = \rho \delta + \rho'$$

$$A_s = \rho . b . d$$

$$A_s' = \rho' . b . d$$

(SK SNI 03 – xxxx – 2001 Ps. 10.5.1)

- Tulangan lapangan

Dalam penulangan lapangan kita terlebih dahulu mengetahui perilaku balok anak tersebut.

- Perhitungan tulangan geser

Gaya geser yang terjadi dapat dihitung dengan menggunakan aturan yang terdapat pada SK SNI 03 – xxxx – 2001 ps. 8.3.3. dimana disebutkan :

○ Pada sisi tumpuan dalam pertama : $V_u = \frac{1,15}{2} \times q_u \times l$

○ Pada sisi semua tumpuan lainnya : $V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l$

Lalu perhitungan dilanjutkan dengan perhitungan tulangan geser dengan menggunakan rumus :

$$V_{uk} = \frac{V_u (0,5lx - d)}{0,5lx}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} bw.d$$

Lalu dengan menggunakan SK SNI 03 – xxxx – 2001 ps. 21.4.4.1 maka kita bisa mengetahui batasan dari spasi tulangan geser.

3.3.PEMBEBANAN

Beban yang diterima oleh struktur gedung dibagi menjadi 2 macam adalah beban arah vertikal atau yang disebut beban grafitasi dan beban arah horisontal yang disebut dengan beban lateral

3.3.1. Beban Arah Vertikal

Dalam perhitungan beban arah vertikal ada 2 beban yang harus diperhitungkan yaitu beban mati dan beban hidup.

3.3.1.1.Beban Mati

Adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala beban tambahan, penyelesaian mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak dapat terpisahkan dari gedung tersebut (SK SNI 03-xxxx-2001). Adapun beban-beban tersebut adalah :

- Pelat
- Balok melintang
- Balok anak
- Balok memanjang
- Balok lift
- *Shearwall*
- Kolom
- Tangga
- Bordes
- Balok bordes
- Kolom tangga

3.3.1.2. Beban Hidup

Adalah semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghunian suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah dan atau beban akibat air hujan pada atap (SK SNI 03-xxxx-2001).

Dalam PPIUG 1983 disebutkan bahwa faktor reduksi beban hidup untuk peninjauan gempa untuk gedung adalah 0,3

3.3.2. Beban Arah Horisontal (Lateral)

Beban arah lateral ini terdapat 2 bentuk yaitu beban angin dan beban gempa

3.3.2.1. Beban Angin

Adapun untuk beban angin digunakan peraturan PPIUG 1983, yang disebutkan bahwa untuk gedung yang terletak jauh dari pantai adalah sebesar 25 kg/m^2

3.3.2.2. Gaya Gempa Dasar

Menurut SNI 03 - 1726 - 2002, gaya geser nominal dasar dapat dihitung dengan rumus :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (\text{SNI 03 - 1726 - 2002 , ps 6.1.2})$$

dimana :

C_1 adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari *spectrum respons* gempa rencana

I adalah Faktor Keutamaan

R adalah Faktor Reduksi Gempa

W_i adalah berat total gedung termasuk beban hidup yang sesuai

Beban geser dasar nominal diatas harus di dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban - beban gempa statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{j=1}^n W_j z_j} V \quad (SNI 03 - 1726 - 2002, ps 6.1.3)$$

dimana :

W_i adalah berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai

z_i adalah ketinggian tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral

n adalah nomor lantai tingkat paling atas

Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh Gempa Rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur - unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan. Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama tersebut harus dianggap efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30 %. (SNI 03 - 1726 - 2002 , ps 5.8)

Selanjutnya dengan menggunakan rumus Rayleigh waktu getar alami yang dipakai awal harus dikontrol dengan waktu getar alami fundamental, dimana rumus yang digunakan :

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} \quad (SK SNI 03 - 1726 - 2002, Ps. 6.2.)$$



3.3.3. Kombinasi Pembebanan

Menurut SK SNI 03-xxxx-2001 kombinasi beban yang digunakan adalah :

$$U = 1,4 D$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

$$U = 1,2 D + 0,5 L + 1,3 W + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

$$U = 0,9 D + 1,3 W$$

$$U = 1,2 D + 0,5 L \pm 1,1 E$$

$$U = 0,9 D \pm 1,1 E$$

Dimana :

- D adalah beban mati
- L adalah beban hidup
- A adalah beban atap
- R adalah beban air hujan
- W adalah beban angin
- E adalah beban gempa

3.4. Perpindahan (*Displacement*)

Pada bab ini kita akan menghitung perpindahan yang terjadi dan perpindahan rencana yang nantinya akan digunakan sebagai batasan perpindahan (*displacement*) pada saat mengontrol hasil *pushover*

3.4.1. Kontrol *Displacement*

Hasil perhitungan akibat gaya gempa yang berupa *displacement* yang telah dihitung harus dikontrol dulu terhadap nilai simpangan yang dipersyaratkan dalam Kinerja Batas Ultimitnya. Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela dilatasi). Simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan

struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ , dimana untuk struktur gedung beraturan :

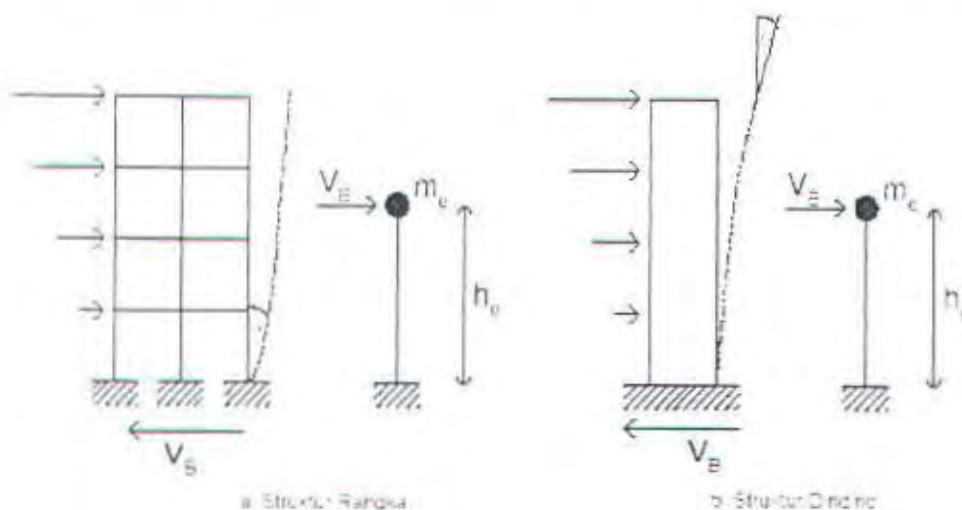
$$\xi = 0,7 R$$

Dimana R adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut.

Dan simpangan yang terjadi tiap tingkat tidak boleh melebihi 0,002 kali tinggi tingkat yang ditinjau.

3.4.2. Penentuan Target Perpindahan Rencana

Perpindahan rencana yang akan dihitung akan digunakan untuk menentukan apakah perpindahan (*displacement*) yang terjadi dari hasil *pushover* sudah sesuai dengan yang diharapkan. Adapun urutan pengerjaan dalam menentukan target perpindahan rencana adalah :



Gambar 3.2. Pemodelan MDOF ke SDOF

- Perhitungan Profil Perpindahan Rencana (Δ_i)

Profil Perpindahan Rencana (*design displacement profile*) untuk *frame* menurut Priestly dihitung berdasarkan persamaan :

$$\Delta_i = \theta_d h_i \quad \text{untuk } n \leq 4$$

$$\Delta_i = \theta_d h_i \left(1 - \frac{0,5(n-4)h_i}{16h_n} \right) \quad \text{untuk } 4 \leq n \leq 20$$

$$\Delta_i = \theta_d h_i (1 - 0,5 \frac{h_i}{h_n}) \quad \text{untuk } n \geq 20$$

dimana Δ_i = simpangan tingkat ke - i

n = jumlah tingkat

h_i = adalah tinggi lantai ke - i

Batasan Peraturan (untuk rotasi drift ultimate) :

$$\theta_c = 0,025$$

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p \leq \theta_c$$

Dimana : θ_d = rotasi dasar bangunan

θ_y = rotasi pada saat leleh pertama

θ_p = rotasi pada saat plastis

θ_c = pembatasan rotasi oleh peraturan

Seperti yang telah diketahui bahwa lokasi rotasi pada struktur rangka (*frame*) adalah pada bagian bawah gedung.

Rotasi pada saat leleh pertama didapatkan dengan :

$$\theta_y = \frac{0,5 \varepsilon_y l_b}{h_b}$$

Dimana : l_b = panjang balok

h_b = tinggi balok

Sedangkan untuk rotasi pada saat plastis adalah :

$$\theta_p = (\phi_m - \phi_y) l_p \left[\frac{l_c}{l_d} \right]$$

Dimana : l_p = panjang sendi plastis

l_c = panjang bersih balok

l_d = panjang balok dari *center* kolom

Sedangkan pada struktus dinding lokasi rotasi desain adalah pada bagian atap bangunan, rumus - rumus yang digunakan adalah

Rotasi pada saat leleh pertama :

$$\theta_y = \frac{1,0 \varepsilon_y h_n}{l_w}$$

Dimana : h_n = tinggi atap

l_w = panjang dinding

Sedangkan untuk rotasi pada saat plastis adalah :

$$\theta_p = (\phi_m - \phi_y) l_p$$

Nilai ϕ_m dan ϕ_y dapat dihitung dengan rumus dibawah ini:

$$\phi_m = \frac{0,072}{l_w}$$

$$\phi_y = \frac{2 \varepsilon_y}{l_w}$$

Untuk rotasi desain dinding dapat dihitung dengan rumus dibawah ini :

$$\theta_d = \frac{1,0 \varepsilon_y h_n}{l_w} + (\phi_m - \phi_y) l_p \leq \theta_c$$

Kemudian untuk perhitungan profil perpindahan rencana dapat dihitung dengan rumus :

$$\Delta_i = \frac{2}{3} \varepsilon_y \frac{h_i^2}{l_w} \left(1,5 - \frac{h_i}{2 h_n}\right) + \left(\theta_d - \frac{\varepsilon_y h_n}{l_w}\right) \left(h_i - \frac{l_p}{2}\right)$$

Panjang sendi plastis untuk dinding dapat diambil nilai terbesar dari :

$$l_p = 0,2 l_w + 0,03 h_n$$

$$l_p = 0,054 h_n + 0,022 f_y d_h$$

Dimana : d_h = diameter tulangan vertical dinding

- Perhitungan Perpindahan Rencana (Δ_d)

Perpindahan rencana / target perpindahan struktur dapat dihitung berdasarkan perumusan :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

- Perhitungan Daktilitas Struktur Rencana (μ_s)

Daktilitas struktur dapat dihitung dengan persamaan :

$$\mu_s = \Delta_d / \Delta_y$$

Dimana menurut Priestly, nilai Δ_y untuk *frame* dirumuskan sebagai :

$$\Delta_y = 0.5 \varepsilon_y (l_h / h_b) (0.6 h_n)$$

dimana $\varepsilon_y = f_y / E_s$

3.5.PERHITUNGAN TULANGAN STRUKTUR UTAMA

Setelah seluruh perhitungan pembebanan selesai, maka dapat dilanjutkan dengan perhitungan penulangan dari struktur utama yang ada dengan menggunakan hasil *output* program SAP 2000. Hasil yang diperoleh dari program SAP2000 berupa gaya dalam yang terjadi pada struktur akibat dari beban - beban yang ada.

3.5.1. Redistribusi Momen

Fungsi utama dari redistribusi momen adalah menyeragamkan momen yang terjadi pada struktur yang ada yang diharapkan dapat mendapatkan jumlah tulangan yang seragam pada struktur yang ada. Secara sederhana redistribusi momen dilakukan dengan cara mengurangi momen maksimum absolut (biasanya momen negatif) dan dikompensikan dengan menambah nilai momen didaerah nonkritis (biasanya momen positif).

3.5.2. Penulangan Balok Induk

Hasil dari redistribusi momen diatas digunakan untuk menghitung tulangan pada balok induk,

▪ Penulangan Lentur Balok

Adapun cara penghitungan tulangan lentur balok induk sama dengan cara perencanaan penulangan lentur balok anak. Tetapi karena balok induk merupakan sistem rangka yang menerima beban gempa dan lentur maka terdapat aturan tambahan yaitu yang disyaratkan dalam SK SNI 03 – xxxx – 2001 ps. 21.3.1, adapun aturan itu adalah :

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1.A_g.f_c'$
2. Bentang bersih minimum balok $> 4d$
3. Perbandingan Lebar / tinggi balok $> 0,3$

4. a. Lebar > 250 mm
 b. Lebar < lebar komponen pendukung + ($\frac{3}{4}$ x tinggi balok)

▪ **Penulangan Geser Balok**

Adapun penulangan geser balok induk dibedakan menjadi 2, yaitu tulangan geser tumpuan dan lapangan.

○ **Penulangan Geser Tumpuan Balok**

Untuk menghitung tulangan geser balok maka terlebih dahulu kita menghitung gaya geser pada tumpuan tersebut. Adapun rumus yang digunakan adalah yang terdapat pada SK SNI 03 – xxxx – 2001, yang antara lain :

$$V = (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / L_n + V_g$$

$$M_{pr}^{+/-} = A_s \cdot 1.25 \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})$$

$$a = \frac{A_s (1.25 f_y)}{0.85 f'_c b}$$

$$V_s = V_{u,b}/\Phi - V_c$$

Adapun V_c tidak diperhitungkan pada sendi plastis.

○ **Penulangan Geser Lapangan Balok**

Pada daerah lapangan balok V_c diperhitungkan dalam penulangan. Adapun rumus yang digunakan adalah :

$$V_{1000} = V_A - (1000 / L_n) (V_A + V_B)$$

$$V_c = (1 / 6) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = V_{u,b}/\Phi - V_c$$

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SK SNI - 03 – xxxx – 2001 ps. 21.3.3.

$s < d / 4 \rightarrow$ daerah sendi plastis

$s < d / 2 \rightarrow$ diluar daerah sendi plastis

$s < 8 \times \phi$ tulangan memanjang

$s < 24 \times \phi$ tulangan sengkang



dimana

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

3.5.3. Penulangan Kolom

- Penulangan Longitudinal

Langkah pertama yang dilakukan adalah menghitung momen ultimit balok akibat tulangan terpasang. Adapun rumus yang digunakan adalah :

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$\text{dimana} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Setelah nilai M_n diketahui maka perhitungan dilanjutkan dengan memasukkan nilai $M_{n,x,y}$ hasil perhitungan dengan P_u hasil *output* SAP 2000 kedalam program PCA COL. Pada program ini kita bisa menentukan besar tulangan yang kita inginkan lalu dengan P dan M_n yang ada, kolom bertulang ini dicoba apakah kuat menerima beban dengan memasukkannya kedalam diagram iterasi

- Penulangan Transversal

Sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.4., penulangan transversal khusus dibutuhkan sejarak l_o dari kedua ujung kolom, dimana :

$$l_o > h_{balok}$$

$$l_o > (1/6) l_n \text{ kolom}$$

$$l_o \geq 500 \text{ mm}$$

Dan sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.2, spasi maksimum yang diijinkan untuk tulangan transversal adalah :

$s < 1/4$ dimensi terkecil komponen struktur

$s < 6 \times$ diameter tulangan longitudinal

Luasan penampang minimum tulangan transversal (A_{sh}) adalah yang yang terbesar dari kedua persamaan :

(SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.1)

$$A_{sh} = \frac{0.3 s h_c f'_c}{f_{sh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = \frac{0.09 s h_c f_c'}{f_{yh}}$$

dimana : s = jarak spasi tulangan transversal

h_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang tersebut.

A_g = luas penampang kolom

A_{ch} = luas penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal

f_{yh} = kuat leleh tulangan transversal

3.5.4. Sambungan Balok – Kolom

SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.5.2.1. mensyaratkan bahwa tulangan transversal seperti yang dirinci dalam ps. 21.4.4. harus dipasang pula dalam sambungan antara balok-kolom, kecuali jika sambungan tersebut dikekang oleh komponen struktural seperti yang disyaratkan dalam ps. 21.5.2.2. Menurut ps. 21.5.2.2. spasi maksimum adalah 150 mm. Lalu kita membandingkan antara 2 hasil perhitungan gaya geser, yaitu dari peraturan dan dari gaya geser bersih balok.

Gaya geser bersih pada joint : $V_{uj} = T_1 + C_2 - V_b = 2790224,501 \text{ N}$

Berdasar SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.5.3.1 untuk hubungan balok-kolom yang terkekang kedua sisinya, nilai kekuatan gesernya dihitung berdasarkan :

$$\phi V_c = \phi 1,7 \sqrt{f_c'} A_j$$

3.6. Tulangan Shearwall

Shearwall adalah bagian dari sistem penahan lateral dan harus didesain secara khusus sesuai dengan SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.6.

▪ Perhitungan Kebutuhan Boundary Element

Boundary element adalah batang seperti kolom yang berada pada ujung shearwall dan menyatu dengan penampang dinding geser.

Tegangan maksimum pada dinding geser :

$$f_c = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{M_u \left(\frac{l_w}{2} \right)}{I_x} \quad (\text{Design of Concrete Building for Earthquake and Wind Forces, second ition})$$

Berdasarkan SK SNI – 03 – xxxx – 2001 ps 21.6.6 shearwall tidak memerlukan boundary element dengan syarat :

1. $P_u < 0.1 A_g f_c$ untuk penampang dinding yang simetris
 $P_u < 0.05 A_g f_c$ untuk penampang dinding yang tidak simetris
2. $\frac{M_u}{V_u l_w} \leq 1$
3. $V_u \leq 0.25 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ dan $\frac{M_u}{V_u l_w} \leq 3$

Tulangan sengkang

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.09 s h c \frac{f_c}{f_y h} \\ 0.3 s h c \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f_c'}{f_y} \end{cases}$$

Batas atas kekuatan geser shearwall adalah :

$$\phi V_n = \phi 8 A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

Kuat geser nominal :

$$V_n = A_{cv} [1/12 \alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y]$$

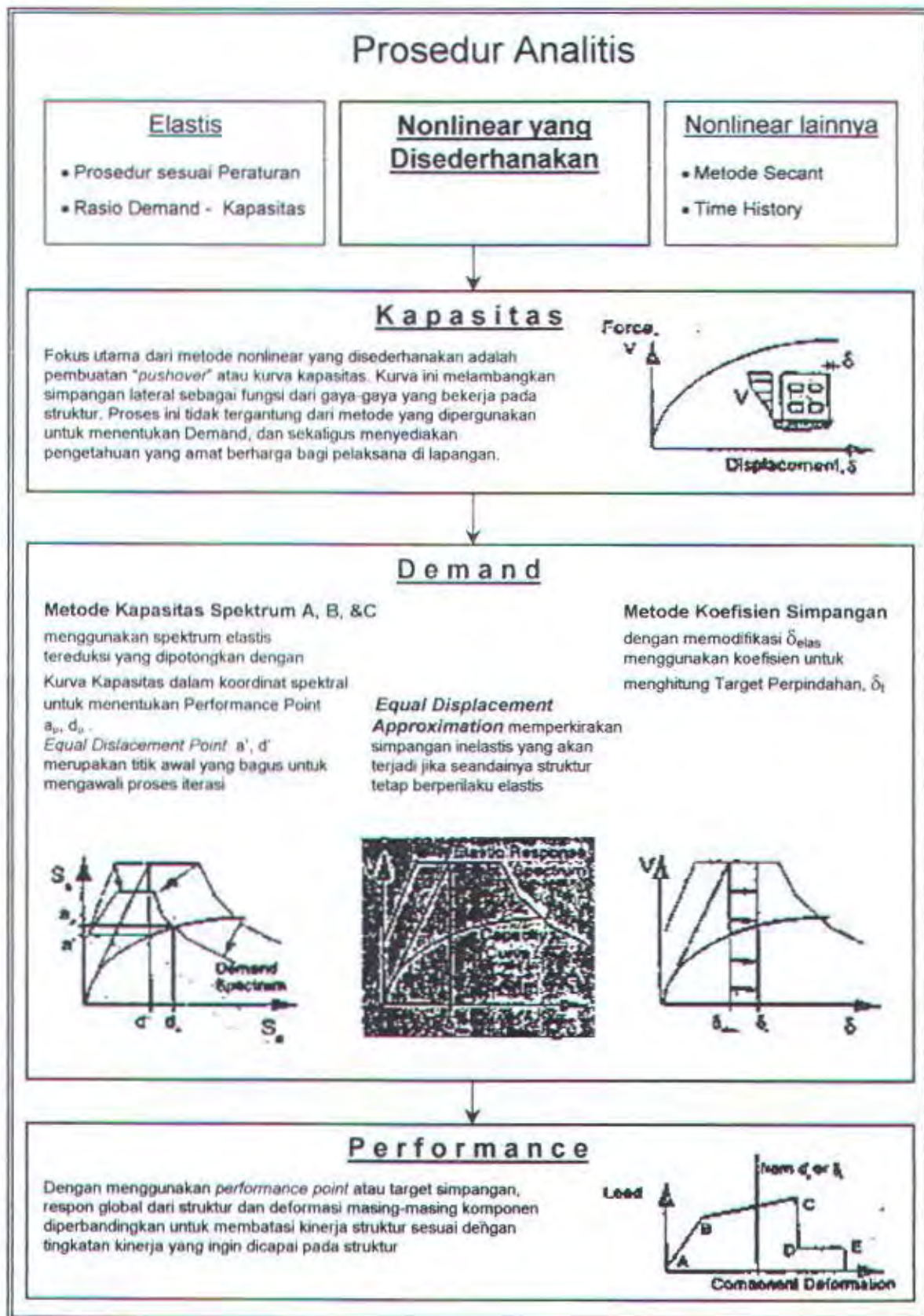
Dimana :

$$\alpha_c = 1/4 \text{ untuk } h_w/l_w < 1,5$$

$$\alpha_c = 1/6 \text{ untuk } h_w/l_w \geq 2$$

3.7. PUSHOVER ANALYSIS

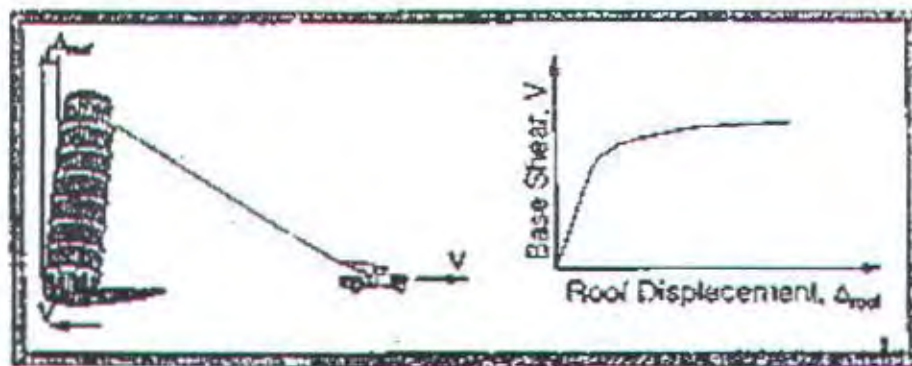
Pushover analysis secara garis besar adalah suatu metode analisa nonlinear yang telah disederhanakan yang bertujuan mengetahui kinerja dari struktur dengan cara memberikan beban horizontal ekuivalen (sebagai representasi gaya gempa) yang secara bertahap ditingkatkan secara proporsional, sehingga pada akhirnya gedung mencapai kegagalan (*collapse*). Metode ini memiliki 3 komponen utama, yaitu *capacity*, *demand*, dan *performance point* (ATC 40).



Gambar 3.3. Prosedur Analitis Performance-based Design

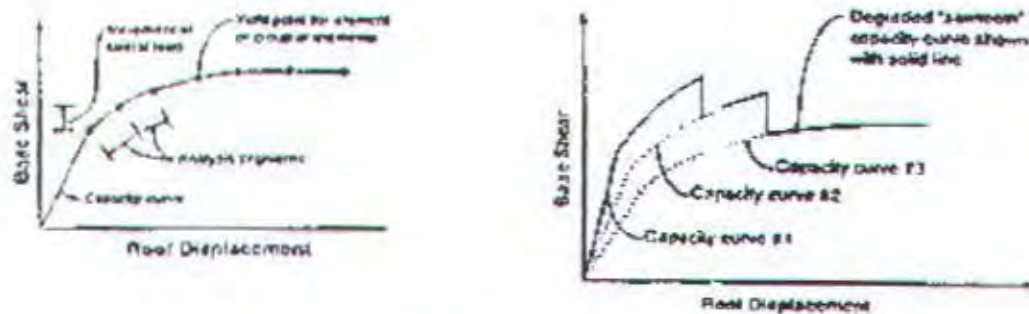
3.7.1. Kapasitas

Kapasitas (capacity) adalah suatu representasi dari kemampuan struktur untuk menahan gaya gempa yang akan terjadi. Secara keseluruhan, kapasitas suatu struktur tergantung dari kekuatan dan kemampuan untuk berdeformasi dari masing-masing elemen struktur yang ada. Untuk menentukan kapasitas yang melampaui batas - batas elastisnya, dibutuhkan suatu bentuk analisa nonlinear, dalam hal ini analisanya adalah dengan menggunakan prosedur Pushover. Analisa ini menggunakan sekelompok analisa bertahap, yang saling ditumpangtindihkan untuk memperkirakan diagram kapasitas gaya-simpangan dari keseluruhan struktur. Pemodelan matematis dari struktur dimodifikasi untuk mencatat daya tahan tereduksi dari elemen yang mengalami leleh. Distribusi gaya lateral dimasukkan terus menerus hingga semakin banyak elemen struktur yang mengalami leleh. Proses ini diteruskan hingga struktur akhirnya menjadi tidak lagi stabil atau hingga suatu batasan yang ditentukan tercapai.



Gambar 3.4. Ilustrasi metode Pushover dengan Kurva Kapasitasnya

Dari kurva kapasitas yang dihasilkan, bisa diprediksikan perilaku struktur setelah batas-batas elastisnya terlampaui.



Gambar 3.5. Contoh Kurva Kapasitas yang mungkin terjadi

Prosedur Penentuan Kapasitas

Berikut ini akan dijelaskan langkah demi langkah untuk mendapatkan kurva kapasitas. Untuk diketahui, bahwa kapasitas yang ada umumnya merupakan perwakilan dari respon struktur untuk mode pertama, dengan asumsi bahwa mode pertama inilah yang merupakan respons predominan struktur. Hal ini biasanya cukup valid untuk gedung yang memiliki periode getar kurang dari 1 detik. Untuk gedung-gedung yang lebih fleksibel dengan periode > 1 detik, perlu dipertimbangkan penambahan *mode effects* yang lebih tinggi kedalam analisa.

1. Buatlah pemodelan komputer dari struktur yang bersangkutan dengan menggunakan aturan-aturan pemodelan yang ada (dapat termasuk pemodelan pondasi jika memang dikehendaki). Dan kemudian klasifikasikan masing-masing elemen dalam pemodelan tersebut kedalam kategori primer ataupun sekunder.
2. Masukkan gaya-gaya lateral kedalam pemodelan sesuai dengan proporsi produk massa dan *mode shape* dasarnya. Analisa ini harus turut pula mengikutsertakan beban-beban gravitasi yang ada.

Untuk tahap ini, terdapat beberapa variasi pembebanan lateral yang dapat dipergunakan. Masing-masing variasi memiliki kekhususan untuk dipakai pada situasi tertentu. Berikut diberikan 5 macam variasi yang lazim digunakan:

- a. Masukkan sebuah gaya horizontal terpusat pada puncak gedung (biasanya berlaku untuk gedung tingkat satu).

- b. Masukkan gaya-gaya lateral (F_x) kedalam tiap-tiap lantai dengan proporsi yang sesuai dengan prosedur peraturan standar tanpa gaya terkonsentrasi (F_t) pada puncak gedung

$$F_x = [w_x h_x / \sum w_x h_x] \cdot V$$

- c. Masukkan gaya-gaya lateral sesuai dengan proporsi produk massa masing-masing lantai dan *mode shape* 1 dari pemodelan elastis struktur

$$F_x = [w_x \phi_x / \sum w_x \phi_x] \cdot V$$

- d. Sama seperti (c) hingga leleh pertama. Untuk setiap penambahan setelah leleh tersebut, sesuaikan besarnya gaya agar konsisten dengan perubahan bentuk defleksi
- e. Sama seperti (c) dan (d), tetapi ikut memasukkan *higher mode effects* dalam menentukan titik leleh masing-masing elemen struktural.
3. Hitung gaya-gaya masing-masing elemen sesuai dengan kebutuhan terhadap kombinasi beban vertikal dan lateral.
4. Sesuaikan tingkat penambahan gaya lateral yang ada hingga suatu elemen (atau kelompok elemen) dibebani maksimum mencapai 10% dari kekuatan *member*-nya.
5. Catat besarnya gaya geser dasar dan perpindahan puncak gedung.
6. Revisi pemodelan dengan menggunakan kekakuan yang sangat kecil (atau sama dengan nol) untuk elemen-elemen yang telah mencapai leleh.
7. Memasukkan lagi penambahan gaya lateral baru kedalam struktur yang telah direvisi tersebut, hingga suatu elemen (atau kelompok elemen) lain mencapai titik leleh.
8. Masukkan penambahan gaya lateral tersebut dan penambahan perpindahan puncak gedung yang telah ada sebelumnya.
9. Ulangi langkah 6, 7, dan 8 tersebut hingga struktur mencapai suatu batas ultimat, seperti : ketidakstabilan akibat efek $P\Delta$, atau perubahan bentuk yang telah melampaui tingkatan yang dikehendaki.

Konversi Kurva Kapasitas Dalam Format ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectra*)

Untuk menggunakan metode Spektrum Kapasitas, Kurva Kapasitas yang masih diplot dalam grafik gaya geser dasar (*base shear*) vs perpindahan puncak gedung (*roof displacement*) perlu dikonversikan kedalam apa yang disebut Spektrum Kapasitas. Spektrum Kapasitas ini merupakan representasi Kurva Kapasitas dalam format ADRS, yakni grafik *Spectral acceleration* (S_a) vs *Spectral displacement* (S_d). (Mahaney, 1993)

Beberapa persamaan dasar yang dibutuhkan untuk melakukan proses transformasi tersebut antara lain :

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad \dots \dots \dots 3-1$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad \dots \dots \dots 3-2$$

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad \dots \dots \dots 3-3$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad \dots \dots \dots 3-4$$

dimana : PF_1 = faktor modal partisipasi untuk mode alamiah ke - 1

α_1 = koefisien modal massa untuk mode alamiah ke - 1

w_i / g = massa pada lantai ke - i

ϕ_{i1} = amplitudo mode ke - 1 pada lantai i

N = lantai N, merupakan lantai tertinggi dari struktur

V = gaya geser dasar

W = beban mati ditambah dengan kemungkinan beban hidup yang akan terjadi pada struktur

Δ_{roof} = perpindahan puncak gedung (dimana V vs Δ_{roof} inilah yang menyusun kurva kapasitas

S_a = spectral acceleration

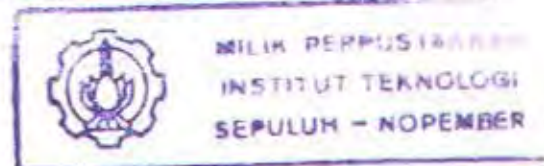
S_d = spectral displacement

Proses konversi ini dapat dijelaskan secara ringkas sebagai berikut : pertama, hitunglah faktor modal partisipasi PF_i dan koefisien modal massa α_i dengan menggunakan persamaan 3-1 dan 3-2. Kemudian untuk masing-masing titik pada grafik kurva kapasitas, V , Δ_{roof} , hitunglah titik S_a , S_d yang bersesuaian kedalam grafik spektrum kapasitas dengan menggunakan persamaan 3-3 dan 3-4

3.7.2. Demand

Tuntutan gaya gempa (*demand*) adalah suatu representasi dari pergerakan tanah selama terjadi gempa. Pergerakan tersebut sering menghasilkan pola-pola simpangan horizontal yang amat kompleks pada gedung yang bervariasi tergantung pada waktu. Pemakaian pola simpangan tersebut berdasar urutan waktu terjadinya untuk menentukan persyaratan perencanaan struktur dinilai amat tidak praktis. Analisa linear yang ada selama ini menggunakan gaya lateral sebagai pengganti gaya gempa sesungguhnya. Sedangkan pada metode analisa nonlinear, digunakanlah suatu rangkaian simpangan-simpangan lateral sebagai pengganti untuk kondisi perencanaan. Untuk struktur dan pergerakan tanah yang tertentu, tuntutan simpangan (*displacement demand*) tersebut adalah suatu prakiraan dari respons maksimum yang diharapkan terjadi pada gedung selama gempa.

Respons Spektrum Elastis

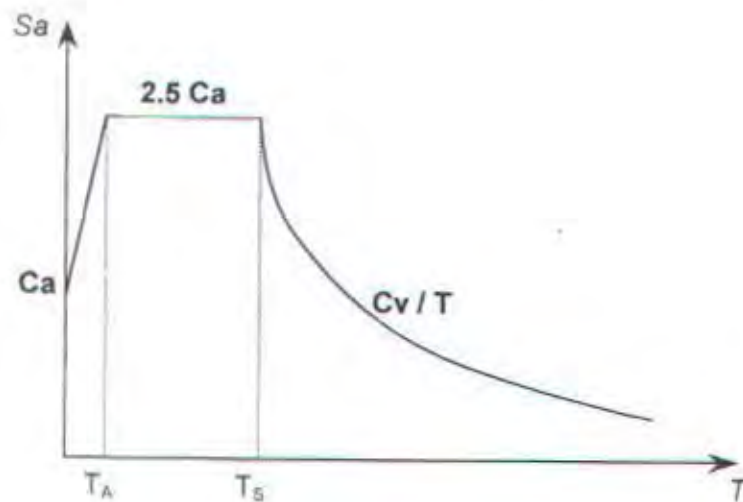


Pada *Pushover Analysis*, Respon Spektrum Elastis Teredam (*Damped Elastic response Spectrum*) digunakan sebagai perwakilan dari *demand* tersebut.

Dengan penjelasan singkat sebagai berikut :

$$T = 0 \quad S_a / g = C_a$$

$$0 < T \leq T_A \quad S_a / g = C_a [(1.5 T / T_A) + 1]$$



Gambar 3.6. Respon Spektrum (Elastis)

$$T_A \leq T \leq T_s \quad S_a / g = 2.5 Ca$$

$$T > T_s \quad S_a / g = C_v / T$$

Dimana : Ca, C_v adalah koefisien gempa (lihat ATC 40)

$$T_s = C_v / 2.5 Ca$$

$$T_A = 0,2 T_s$$

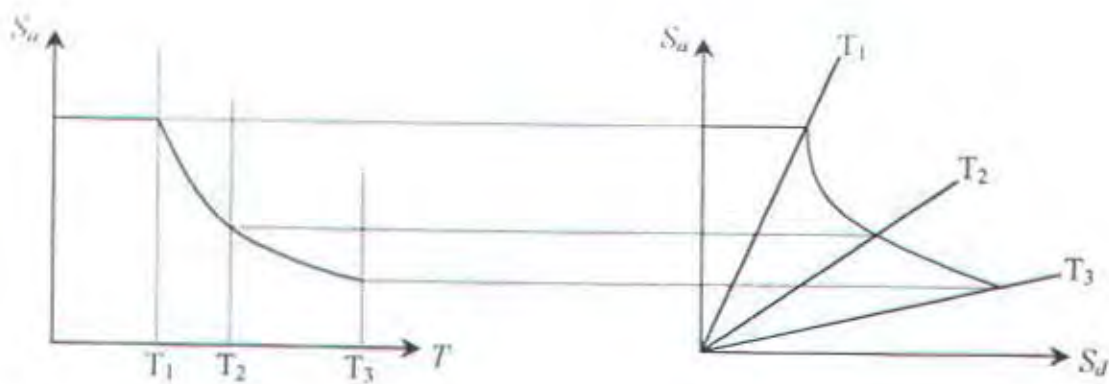
Konversi respon Spektrum dalam format ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra)

Seperti Kurva Kapasitas, metode Spektrum Kapasitas mensyaratkan Respons Spektrum (S_a vs T) dikonversikan kedalam format ADRS (S_a vs S_d). Untuk itu digunakan hubungan antara S_a , S_d , dan T sebagai berikut:

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 \quad \dots\dots\dots 3-5$$

dimana untuk tiap-tiap titik pada grafik respon spektrum S_a , T , dihitung nilai S_d (sesuai dengan nilai S_a yang bersesuaian) dengan menggunakan persamaan 3-5 diatas.

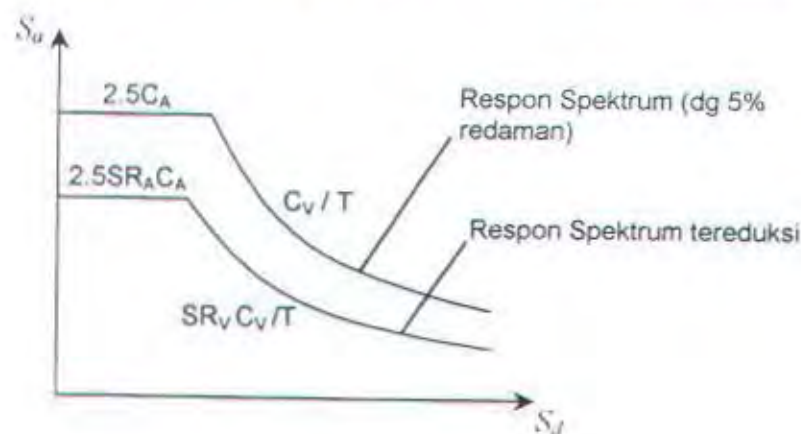
Gambar berikut ini menunjukkan contoh grafik Respons Spektrum dalam format S_a vs T dan dalam format ADRS (S_a vs S_d).



Gambar 3.7. Respon Spektrum dalam format S_a vs T dan ADRS

Respons Spektrum Elastis Tereduksi

Respons Spektrum seperti yang dicontohkan diatas lebih jauh lagi dapat dimodifikasi menjadi Respons Spektrum Tereduksi (*Reduced Response Spectrum*), dimana 2 faktor reduksi spectral : SR_A dan SR_V diperkenalkan. Untuk lebih jelasnya mengenai implementasi kedua faktor ini dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



Gambar 3.8. Respon Spektrum tereduksi

Dimana persamaan untuk menghitung kedua faktor reduksi tersebut, SR_A dan SR_V , dapat digambarkan sebagai berikut :

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln \left[\frac{36,7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2,12} \quad \dots \quad 3-6$$

$$SR_v = \frac{2,31 - 0,41 \ln \left[\frac{63,7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1,65} \quad 3-7$$

dimana : κ = faktor modifikasi yang merupakan ukuran seberapa bagus sebuah parallelogram sempurna merepresentasikan hysteresis sesungguhnya dari gedung yang bersangkutan (ATC 40 memberikan 3 jenis nilai κ yang biasa dilakukan : 1.0, 2/3, dan 1/3)

a_y, d_y = koordinat titik terpotong kedua garis *bilinear representation* pada kurva spektrum kapasitas

a_{pi}, d_{pi} = koordinat awal (trial) dalam proses menentukan *performance point*

(untuk lebih jelasnya mengenai a_y, d_y dan a_{pi}, d_{pi} dapat dilihat dalam bab 3.7.3)

3.7.3. Titik Kinerja (*Performance Point*)

Titik Kinerja (*Performance Point*) adalah representasi dari suatu kondisi dimana kapasitas gempa dari struktur sama dengan *demand* gempa yang akan terjadi pada gedung. *Performance Point* ini didapat melalui proses pengecekan kinerja, yang bertujuan memastikan bahwa baik komponen struktural maupun nonstruktural tidak mengalami kerusakan diluar batasan yang telah ditentukan oleh tujuan kinerja.

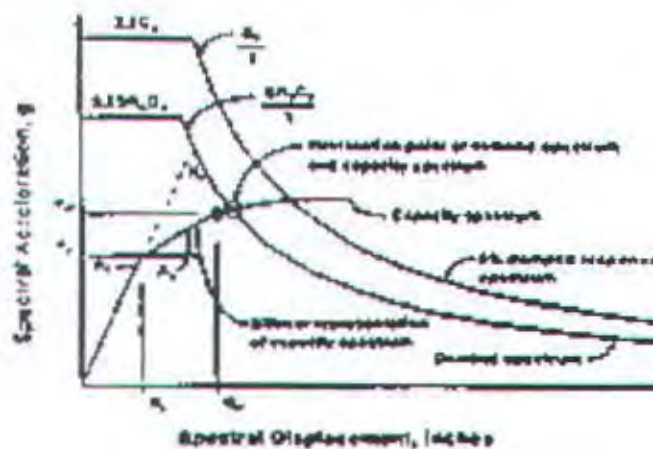
Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40), yang menggunakan kurva spektrum kapasitas dan kurva respon spektrum tereduksi seperti yang dijelaskan sebelumnya, memiliki 3 prosedur dalam menentukan *performance point* tersebut. Prosedur-prosedur ini, yang untuk selanjutnya disebut dengan prosedur A, B, dan C, akan dijelaskan secara singkat berikut ini :

3.7.3.1. Prosedur A

Langkah-langkah perhitungan *performance point* sesuai dengan prosedur ini adalah sebagai berikut :

1. Buatlah grafik respon spektrum elatis dengan redaman 5% yang sesuai dengan lokasi gedung

2. Transformasikan kurva kapasitas yang telah didapat menjadi kurva spektrum kapasitas seperti yang telah dijelaskan sebelumnya. Plotkan kurva ini kedalam grafik yang sama dengan grafik respons spektrum.
3. Pilihlah sebuah titik, a_{pi} , d_{pi} , sebagai trial awal bagi *performance point*.
4. Buatlah sebuah *bilinear representation* dari spektrum kapasitas yang ada.
5. Kemudian hitung faktor reduksi spectral (SR_A dan SR_V) dengan persamaan 3-6 dan 3-7. Setelah itu buatlah grafik respon spektrum tereduksi dengan menggunakan kedua faktor tersebut. Gambarkan grafik baru ini kedalam grafik yang sama pada langkah (2).
6. Tentukan apakah perpotongan antara kurva respon spektrum tereduksi dan kurva spektrum kapasitas tersebut sama dengan titik trial awal, a_{pi} , d_{pi} . Atau apakah nilai simpangan (d_i) pada titik perpotongan tersebut masih memenuhi toleransi untuk d_{pi} (toleransi bisa diambil sebesar 5%, sehingga: $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$)



Gambar 3.9. Prosedur A setelah tahap (6)

7. Jika ternyata langkah (6) tidak memenuhi, maka pilihlah titik a_{pi} , d_{pi} yang baru dan ulangi lagi dari langkah (4)
8. Jika langkah (6) memenuhi, maka titik a_{pi} , d_{pi} tersebut menjadi *performance point*, a_p , d_p dan nilai d_p ini mewakili simpangan maksimum struktur yang diharapkan ketika terjadi gempa sesuai *demand* yang ada.

3.7.3.2. Prosedur B

Prosedur ini melibatkan sebuah asumsi penyederhanaan yang tidak terdapat pada dua prosedur lainnya. Diasumsikan bahwa kemiringan awal dari *bilinear representation* dari spektrum kapasitas, juga titik a_y , d_y , serta kemiringan akibat *post-yield* selalu konstan. Asumsi ini membuat perhitungan menjadi lebih sederhana dan tanpa perlu iterasi berulang-ulang karena dengan asumsi tersebut, nilai β_{eff} menjadi hanya tergantung pada nilai d_{pi} . Prosedur ini melibatkan tahap-tahap sebagai berikut :

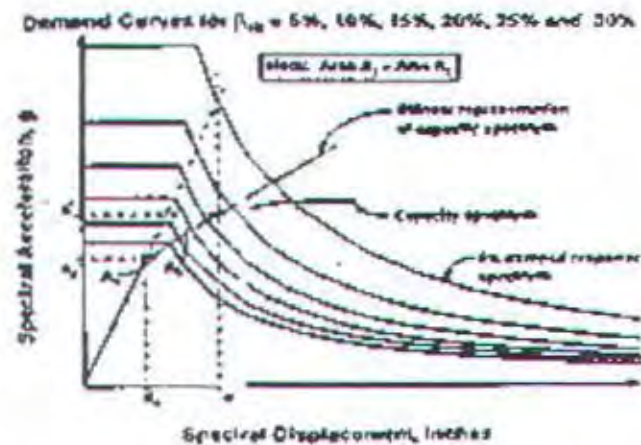
1. Buatlah grafik repon spektrum elastis dengan redaman 5% yang sesuai dengan lokasi gedung.
2. Gambarkan pula kelompok respon spektrum tereduksi kedalam grafik yang sama, dimana β_{eff} berkisar dari 5% hingga nilai maksimum yang diijinkan untuk tipe perilaku struktural gedung. Nilai maksimum β_{eff} untuk konstruksi tipe A adalah 40%, konstruksi tipe B adalah 29%, dan konstruksi tipe C adalah 10%.

(untuk lebih jelasnya mengenai definisi dari tipe-tipe perilaku struktural gedung ini lihat tabel 3.1)

Durasi \ Getaran	Gedung Baru	Gedung yang telah berdiri cukup lama	Gedung Tua
Pendek	Tipe A	Tipe B	Tipe C
Panjang	Tipe B	Tipe C	Tipe C

Tabel 3.1. Tipe-Tipe Perilaku Struktural

3. Transformaikan kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas dan gambarkan pada grafik yang sama dengan langkah no (1) dan (2)
4. Buatlah sebuah *bilinear representation* dari spektrum kapasitas tersebut. Dimana nilai kemiringan awal dari kurva bilinear tersebut adalah sama dengan nilai dari kekakuan awal gedung. Titik a^* , d^* merupakan perpotongan antara garis *bilinear representation* segmen pasca-leleh dengan spektrum kapasitas sesuai dengan aturan *equal displacement*.



Gambar 3.10. Prosedur B setelah tahap (4)

5. Hitung redaman efektif untuk beberapa titik perpindahan sekitar a^* , d^* . Gunakan persamaan 3-8 untuk mendapatkan a_{pi} dalam bentuk persamaan dengan variabel d_{pi} .

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y \quad \dots\dots\dots 3-8$$

Selanjutnya a_{pi} ini bisa disubstitusikan kedalam persamaan 3-9. Sehingga pada akhirnya nilai β_{eff} hanya tergantung dari variabel d_{pi} saja.

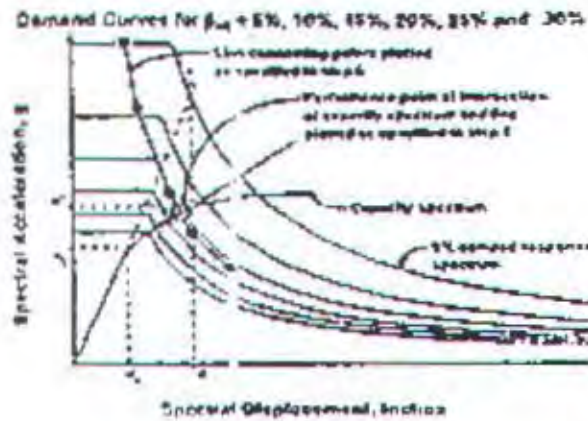
$$\beta_{eff} = \frac{63,7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad \dots\dots\dots 3-9$$

6. Dari langkah (5) didapatkan pasangan nilai d_{pi} dan β_{eff} . Plotkan titik-titik ini kedalam grafik yang sama
7. Hubungkan kesemua titik tersebut sehingga membentuk sebuah garis, Perpotongan garis ini dan spektrum kapasitas menjadi titik kinerja yang kita cari jika titik ini berada disekitar titik a^* , d^* (berlaku toleransi $\pm 5\%$). Jika tidak, disarankan untuk dicek ulang melalui prosedur A ataupun C.

3.7.3.3. Prosedur C

Prosedur ini lebih bersifat grafis daripada analitis bila Odibandingkan dengan kedua prosedur lainnya. Adapun langkah-langkah yang terlibat dalam prosedur ini antara lain :

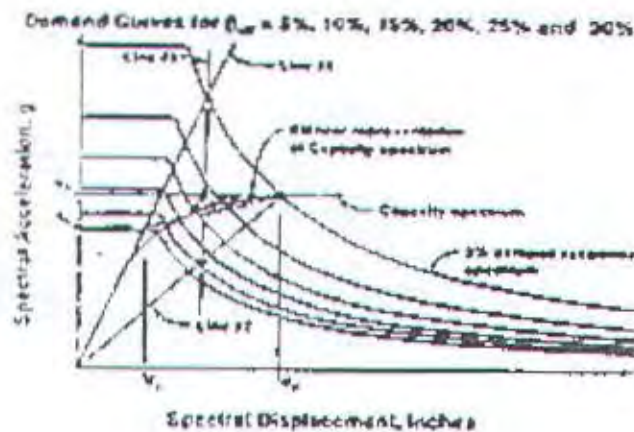
1. Buatlah grafik respon spektrum elastis dengan redaman 5% yang sesuai dengan lokasi gedung



(Gambar 3.11. Prosedur B setelah tahap (7)

2. Gambarkan pula kelompok respon spektrum terseduksi kedalam grafik yang sama, dimana β_{eff} berkisar dari 5% hingga nilai maksimum yang diijinkan untuk tipe perilaku struktural gedung. Nilai maksimum β_{eff} untuk konstruksi tipe A adalah 40%, konstruksi tipe B adalah 29%, dan konstruksi tipe C adalah 20%.
3. Transformasikan kurva kapasitas menjadi spektrum kapasitas dan gambarkan pada grafik yang sama dengan langkah no (1) dan (2).
4. Buatlah sebuah *bilinear representation* dari spektrum kapasitas tersebut. Pilih titik awal a_{pi} , d_{pi} , pada lokasi terujung garis spektrum kapasitas atau pada perpotongan dengan respon spektrum teredam 5% (pilih salah satu dengan nilai d_{pi} terkecil)
5. Hitung rasio dari : d_{pi}/d_y dan $\frac{(a_{pi}/a_y) - 1}{(d_{pi}/d_y) - 1}$
6. Berdasarkan rasio yang diperoleh pada langkah (5), gunakan tabel 3.2, 3.3, atau 3.4 sesuai dengan tipe perilaku struktural gedung (lihat tabel 3.1 mengenai definisi perilaku struktural gedung).
7. perpanjangan garis kekakuan awal sampai memotong kurva respon spektrum dengan redaman 5% (garis 1). Juga buatlah garis dari koordinat pusat 0,0 ke titik a_{pi} , d_{pi} (garis 2)

8. Buatlah garis 3, yang dimulai dari perpotongan garis 1 dengan respon spektrum (redaman 5%), ketitik perpotongan garis 2 dengan nilai β_{eff} yang telah didapatkan pada langkah (2). (Untuk contoh 2.9, nilai β_{eff} yang telah diambil adalah 24%).
9. Titik dimana garis 3 memotong kurva respon spektrum adalah titik kinerja perkiraan, a_{p2} , d_{p2} .



Gambar 3.12. Prosedur C setelah tahap (9)

10. Jika ternyata nilai d_{p2} berada dalam wilayah toleransi $\pm 5\%$ dari nilai d_{p1} , maka titik a_{p2} , d_{p2} dapat diambil sebagai titik kinerja. Jika ternyata tidak, maka lanjutkan ke langkah (11).
11. Ulangi dari langkah (4) dengan menaikkan nilai I sebesar 1. Sehingga pada iterasi ke-2, garis 2 digambar mulai dari titik koordinat 0,0 ketitik a_{p2} , d_{p2} .

	Slope Ratio $[(a_m/a_y) - 1] / [(d_m/d_y) - 1]$						
d_m/d_y	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	10	12	16	21	30	37	40
8	11	14	18	23	31	37	40
6	13	16	20	25	33	37	40
4	16	19	23	28	34	37	40
3	16	19	23	27	33	36	39
2	16	19	22	25	29	31	33
1.5	13	16	18	20	23	24	24
1.25	11	12	13	15	16	17	18

Tabel 3-2. Effectife dampng, β_{eff} , dalam %-
Structrual Behavior Type A

	Slope Ratio $[(a_m/a_y) - 1] / [(d_m/d_y) - 1]$						
d_m/d_y	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	9	10	12	16	23	27	29
8	9	11	13	17	24	27	29
6	10	12	15	19	25	27	29
4	11	14	17	21	25	27	29
3	12	14	17	21	25	27	29
2	12	14	16	19	22	24	25
1.5	11	12	14	15	17	18	18
1.25	9	10	10	11	12	13	13

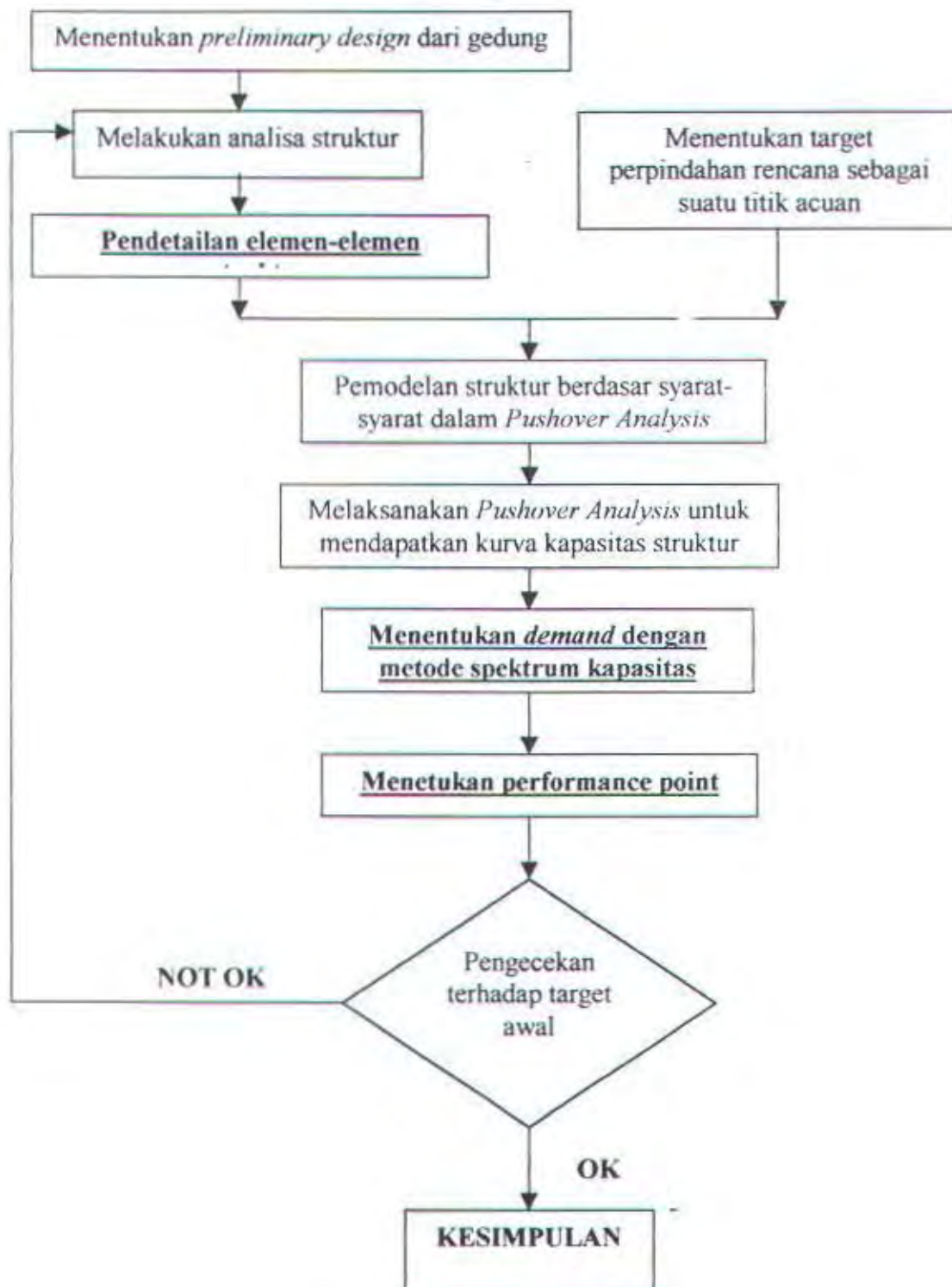
Tabel 3-3. Effectife dampng, β_{eff} , dalam %-
Structrual Behavior Type B



	Slope Ratio $[(a_p/a_y)-1]/[(d_p/d_y)-1]$						
d_p/d_y	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	7	7	9	10	14	17	20
8	7	8	9	11	15	18	20
6	7	9	10	12	16	18	20
4	8	9	11	13	16	18	20
3	9	10	11	13	16	17	19
2	9	10	11	12	14	15	16
1.5	8	9	9	10	11	11	11
1.25	7	7	8	8	9	9	9

Tabel 3-4. *Effectife dampng, β_{eff} , dalam %-
Structrual Behavior Type C*

Untuk kemudahan dalam perhitungan maka *pushover* dilakukan dengan bantuan program SAP 2000. Hasil dari *output* SAP 2000 mengenai *displacement* terbesar dibandingkan dengan *displacement* rencana dengan toleransi sebesar 5%, apabila hasil *output* SAP 2000 kurang dari rencana maka perlu adanya perubahan struktur.



Gambar 3.13. Flowchart Metodologi

BAB IV DASAR TEORI

4.1. KONSEP *FORCED BASED DESIGN*

Forced based design merupakan konsep yang umum digunakan oleh para perencana dalam perencanaan gedung bertingkat. Dimana dikatakan dalam konsep ini bahwa perencanaan gedung didasarkan pada besaran kapasitas (*demand*) dan tuntutan gaya gempa (*capacity*), dimana nilai *capacity* tidak boleh lebih kecil dari *demand* yang ada. Dalam konsep ini struktur yang ada mengandalkan kekakuan, kekuatan, dan daktilitas untuk melawan beban-beban yang diterima oleh struktur yang ada. Dalam *forced-based design* dibuat sedemikian rupa agar kapasitas struktur yang ada lebih besar daripada beban yang ada.

Konsep memulai perencanaan dengan mengestimasi periode getar alami struktur, kemudian dengan memperhatikan massa gedung dan percepatan getaran gempa dihitung tuntutan gaya gempa. Setelah diketahui besarnya tuntutan gaya gempa maka proses desain dilanjutkan dengan analisa struktur untuk mendapatkan gaya-gaya dalam dari struktur yang ada yaitu gaya aksial (P), gaya normal (V), dan momen (M). Lalu dilanjutkan dengan pendetailan kebutuhan tulangan dari struktur dengan memperhatikan gaya-gaya dalam yang ada.

Pada perhitungan yang mengandalkan kekuatan untuk melawan beban-beban yang ada, seperti dalam konsep *forced-based design*, menganggap gedung akan berperilaku secara elastis. Keuntungan dari analisa secara elastis adalah kemudahan dalam perhitungan. Tetapi konsep yang menganggap gedung bersifat elastis ini memiliki kelemahan yaitu dengan diabaikannya kerusakan struktur yang merupakan penyebab dari kegagalan suatu struktur yang ada. Kerusakan struktur yang terjadi terutama disebabkan oleh keruntuhan sebagai akibat dari kerusakan dan deformasi yang berlebihan dari struktur yang ada. Dan dalam *forced-based design* hubungan antara kekuatan dan kerusakan sangatlah tidak jelas (Priestly 2000).

4.2. KONSEP PERFORMANCE BASED DESIGN

Performance-Based Design merupakan metodologi dimana kriteria struktur dinyatakan dalam persyaratan untuk mencapai sasaran daya guna yang diinginkan. Konsep ini dimulai dengan menetapkan *performance level* dari gedung yang didesain dengan memperhatikan kerugian material bangunan, kematian penghuni gedung dan kerugian faungsi bangunan paska gempa.

Tingkatan kinerja (*Performance Level*) mendeskripsikan suatu kondisi batasan kerusakan yang masih dianggap layak bagi gedung tersebut (ATC-40). Adapun empat tingkatan kinerja yang paling umum dan lazim di jumpai adalah sebagai berikut (ATC-40, FEMA 273)

1. **Operasional (Operational)** : Ini adalah suatu tingkatan kinerja yang berhubungan dengan fungsi dan pelayanan gedung. Kerusakan terhadap struktur gedung yang aman tidak perlu lagi diragukan, dan semua jenis perbaikan yang perlu hanyalah kecil serta dapat dilakukan tanpa mengganggu aktivitas para pemakai gedung.
2. **Penempatan Segera (Immediate Occupancy)** : Tingkatan ini berhubungan dengan kriteria yang paling luas yang berhubungan dengan fasilitas – fasilitas penting. Ruangan – ruangan dalam gedung maupun semua sistemnya diharapkan untuk bisa dipergunakan secara cukup beralasan, akan tetapi kesinambungan dari semua pelayanan, baik primer ataupun cadangan, tidaklah perlu diprioritaskan.
3. **Keselamatan Jiwa (Life Safety)** : Tingkatan ini dimaksudkan untuk mencapai suatu kondisi kerusakan yang memiliki ancaman serendah mungkin terhadap keselamatan jiwa manusia, baik akibat dari kerusakan struktural maupun akibat robohnya elemen – elemen nonstruktural gedung.
4. **Stabilitas Struktur (Structural Stability)** : Tingkatan ini adalah tingkatan yang membatasi kondisi kerusakan gedung setelah gempa terjadi, dimana rangka utama gedung harus mampu menahan semua beban vertikal yang mewakili sistem serta kestabilan harus terjaga. Ada kemungkinan terjadinya ancaman terhadap keselamatan jiwa manusia baik yang diakibatkan oleh jatuhnya elemen – elemen struktural, ataupun akibat kerusakan struktural gedung.

Peninjauan kinerja dari elemen – elemen non struktural tidak lagi diperhatikan, sehingga tingkat kinerjanya amatlah diragukan.

Keunggulan dari konsep ini adalah kemampuannya untuk menunjukkan keadaan riil gedung pada saat menerima gaya gempa. Gedung akan bersifat non-linear pada saat menerima beban gempa. Secara umum dijelaskan bahwa analisa non-linear dibagi menjadi 2 metode yaitu analisa statik non-linear (atau yang disebut *pushover analysis*) dan analisa dinamik non-linear (atau yang disebut analisa riwayat waktu).

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Dalam perencanaan suatu gedung, perencanaan struktur sekunder harus dipisahkan dari perencanaan struktur utama, hal ini dikarenakan struktur sekunder dirancang hanya menerima lentur saja dan hanya meneruskan gaya lateral akibat gempa. Tetapi struktur sekunder tetap mempengaruhi struktur utama yang ada, yaitu sebagai beban pada saat perencanaan struktur utama. Dan dalam tugas akhir ini struktur sekunder yang dibahas meliputi struktur pelat, tangga, dan balok anak.

5.1. Balok

Dengan mengacu pada peraturan SK SNI – 03 – xxxx – 2001 pada tabel 9.5(a) maka perencanaan balok yang terdapat pada dua tumpuan sederhana memiliki tebal minimum:

$$h_{min} = \frac{1}{16} L$$

dengan :

h_{min} = tebal minimum balok (mm)

L = panjang bentang (mm)

5.1.1. Perencanaan Balok Memanjang

$$L = 8000 \text{ mm}$$

Maka :

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times 8000$$

$$= 500 \text{ mm} \rightarrow \text{diambil } h = 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h$$

$$= \frac{2}{3} \times 600$$

$$= 400 \text{ mm} \rightarrow \text{diambil } b = 400 \text{ mm}$$

Jadi balok memanjang memiliki dimensi 400 x 600 mm

5.1.2. Perencanaan Balok Melintang

$$L = 7000 \text{ mm}$$

Maka :

$$\begin{aligned} h_{\text{min}} &= \frac{1}{16} \times 7000 \\ &= 437,5 \text{ mm} \rightarrow \text{diambil } h = 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= \frac{2}{3} \times 500 \\ &= 333,5 \text{ mm} \rightarrow \text{diambil } b = 350 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi balok melintang memiliki dimensi 350 x 500 mm

5.2. Kolom

Kolom pada perencanaan gedung ini dibuat tipikal, ini dimaksudkan untuk kemudahan dalam hal pembuatan atau pemesanan bekisting kolom

- Perkiraan beban pelat atap adalah 700 kg/m^2
- Perkiraan beban pelat lantai adalah 1000 kg/m^2

Jadi total beban yang ditanggung oleh kolom adalah :

$$\begin{aligned} \text{Nuk} &= (7 \times 8 \times 1000) \times 9 + (7 \times 8 \times 700) \\ &= 504000 + 39200 \\ &= 543200 \text{ kg} \end{aligned}$$

Seperti yang telah diketahui bahwa rumus tegangan ijin adalah :

$$\begin{aligned} \overline{f_c} &= \frac{Nuk}{A} \\ A &= \frac{Nuk}{\overline{f_c}} = \frac{Nuk}{\frac{1}{3} f_c'} = \frac{543200}{\frac{1}{3} \cdot 300} = 5432 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A = b \times b = 5432 \text{ cm}^2$$

$$b = 73 \text{ cm}$$

Jadi diambil ukuran kolom sebesar 75 x 75 cm

5.3. Pelat

5.3.1. Perencanaan Pelat

Dalam SK SNI – 03 – xxxx – 2001 pasal 9.5.3.3 disebutkan bahwa :

- Untuk α_m lebih besar dari 0,2 dan tidak boleh lebih dari 2 maka tebal pelat minimum :

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

- Untuk α_m lebih besar dari 2 maka tebal pelat minimum :

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Maka direncanakan :

- Tebal pelat lantai = 15 cm
- Tebal pelat atap = 14 cm

Kontrol Tebal Pelat Lantai

$$L_n = 700 - 40 = 660 \text{ cm}$$

$$S_n = 400 - (35 + 30) / 2 = 367,5 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{660}{367,5} = 1,7959 < 2$$

Karena $\beta < 2$ maka sistem pelat dua arah

- Balok 40 / 60 cm

$$\begin{aligned} b_{e1} &= b_w + 2.(h - t) \\ &= 40 + 2.(60 - 15) \\ &= 130 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{e2} &= b_w + 8 \times t \\ &= 40 + 8 \times 15 \\ &= 160 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{jadi } b_o = 130 \text{ cm}$$



Gambar 5.1. Pelat

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left(4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$= \frac{1 + \left(\frac{130}{40} - 1\right) \left(\frac{15}{60}\right) \left(4 - 6 \left(\frac{15}{60}\right) + 4 \left(\frac{15}{60}\right)^2 + \left(\frac{130}{40} - 1\right) \left(\frac{15}{60}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{130}{40} - 1\right) \left(\frac{15}{60}\right)}$$

$$= 2,446$$

$$I_h = \frac{k \cdot b_w \cdot h^3}{12} = \frac{2,446 \cdot 40 \cdot 60^3}{12} = 1760850 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{b_w \cdot t^3}{12} = \frac{700 \cdot 15^3}{12} = 196875 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_h}{I_s} = \frac{1760850}{196875} = 8,94$$

- Balok 35 / 50 cm

$$b_{e1} = 35 + 2 \cdot (50 - 15) = 105 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = 35 + 8 \cdot 15 = 155 \text{ cm}$$

$$\text{jadi } b_e = 105 \text{ cm}$$

$$k = 1,605$$

$$I_h = 585156,25 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 112500 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 5,20$$

- Balok 30 / 50 cm

$$b_{e1} = 30 + 2 \cdot (50 - 15) = 100 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = 30 + 8 \cdot 15 = 150 \text{ cm}$$

$$\text{jadi } b_e = 100 \text{ cm}$$

$$k = 2,614$$

$$I_h = 816954,66 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 112500 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 7,26$$

Jadi :

$$\alpha_m = \frac{1}{3} (8,94 + 5,2 + 7,26) = 7,133$$

Karena $\alpha_m > 2$ maka tebal pelat minimum :

$$h_{min} = \frac{660 \left(0,8 + \frac{400}{1500} \right)}{36 + 9,1,79} = 13,5 \text{ cm}$$

Jadi tebal pelat = 15 cm dapat digunakan karena lebih besar daripada

$$h_{min} = 13,5 \text{ cm}$$

Untuk tebal plat atap, dengan cara yang sama didapatkan $h_{min} = 13,5 \text{ cm}$, jadi perencanaan tebal pelat 14 cm memenuhi syarat.

Data Perencanaan

- Mutu beton $f'c$ = 30 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa
- Tebal pelat atap = 14 cm
- Tebal pelat lantai = 15 cm

5.3.2. Pembebanan Pelat :

a. Pelat Atap

Beban mati :

▪ Berat sendiri	: $0,14 \times 2400$	= 336 kg/m^2
▪ Plafond + penggantung	: $11 + 7$	= 18 kg/m^2
▪ Finishing		= 21 kg/m^2
▪ Aspal (1 cm)	: $0,01 \times 1400$	= 14 kg/m^2
▪ Pasir (1 cm)	: $0,01 \times 1600$	= 16 kg/m^2
▪ AC + perpipaan		= $40 \text{ kg/m}^2 +$
	DL	= 445 kg/m
Beban hidup	LL	= 100 kg/m

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (445) + 1,6 (100) \\
 &= 694 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Pelat Lantai

Beban mati :

▪ Berat sendiri	: $0,15 \times 2400$	= 360 kg/m^2
▪ Plafond + penggantung	: $11 + 7$	= 18 kg/m^2
▪ Spesi (1 cm)	: 1×21	= 21 kg/m^2
▪ Tegel (keramik)	: 1×24	= 24 kg/m^2
▪ AC + perpipaan		= 40 kg/m^2
▪ Dinding partisi	: $[(270 \times 4) \times 14] / [(21 \times 56) - 2 \times (4 + 4) \times 7]$	= $14,2 \text{ kg/m}^2 +$
		DL = $477,2 \text{ kg/m}^2$

Beban hidup (lantai perkatoran) LL = 250 kg/m^2

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (477,2) + 1,6 (250) \\
 &= 972,64 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

5.3.3. Perencanaan Penulangan Pelat

➤ Rasio tulangan

$$f'_c = 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta = 0,85 \quad (SK SNI 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 10.2.7.3.)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta \times f'_c \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \quad (SK SNI 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 8.4.3.)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,0325$$

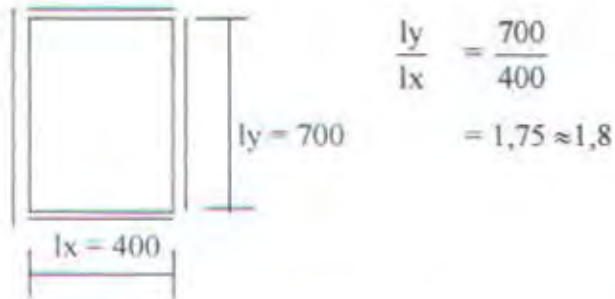
$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \quad (SK SNI 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 10.3.3.)$$

$$= 0,75 \times 0,0325 = 0,02475$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \quad (SK SNI 03 - xxxx - 2001 \text{ Ps. } 10.5)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

➤ Pelat Lantai



$$M_{lx} = 0,001 \times q \times l_x^2 \times 60 = 0,001 \times 972,64 \times 4^2 \times 60 = 933,734 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times q \times l_y^2 \times 35 = 0,001 \times 972,64 \times 7^2 \times 35 = 544,678 \text{ kgm}$$

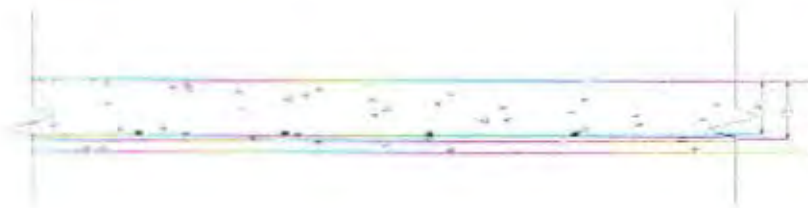
$$M_{tx} = -0,001 \times q \times l_x^2 \times 60 = -0,001 \times 972,64 \times 4^2 \times 60 = -933,734 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0,001 \times q \times l_y^2 \times 35 = -0,001 \times 972,64 \times 7^2 \times 35 = -544,678 \text{ kgm}$$

Tebal pelat lantai (t) = 15 cm

Decking diambil = 25 mm

Diameter tulangan (ϕ) = 10 mm



Gambar 5.2. Potongan Pelat

- Tulangan arah x

Lapangan

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d_x = 150 - 25 - \frac{1}{2} (10) = 120 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d_x^2} \\ &= \frac{933,734 \cdot 10^4}{0,8 \cdot 1000 \cdot 120^2} \\ &= 0,81 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 0,81}{400}} \right] \\ &= 0,0021 < \rho_{\min} = 0,0035\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{perlu}}} &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 120 \\ &= 420 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diambil tulangan ϕ 10 – 150 ($A_s = 523,60 \text{ mm}^2$)

Tumpuan

$$\begin{aligned}Rn &= \frac{933,734 \cdot 10^4}{0,8 \cdot 1000 \cdot 120^2} \\ &= 0,81\end{aligned}$$

$$\rho = 0,0021 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{perlu}}} &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 120 \\ &= 420 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diambil tulangan ϕ 10 – 150 ($A_s = 523,60 \text{ mm}^2$)

▪ Tulangan Arah y

Lapangan

$$d_y = 150 - 25 - 10 - \frac{1}{2} (10) = 110 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}Rn &= \frac{544,678 \cdot 10^4}{0,8 \cdot 1000 \cdot 110^2} \\ &= 0,56\end{aligned}$$

$$\rho = 0,0012 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{perlu}}} &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 110 \\ &= 385 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diambil tulangan $\phi 10 - 200$ ($A_s = 392,70 \text{ mm}^2$)

Tumpuan

$$R_n = \frac{544,678 \cdot 10^4}{0,8 \cdot 1000 \cdot 110^2}$$

$$= 0,56$$

$$\rho = 0,0012 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 110$$

$$= 385 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan $\phi 10 - 200$ ($A_s = 392,70 \text{ mm}^2$)

➤ Pelat Atap

Data perencanaan :

$$\text{Tebal pelat} = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Decking} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Beban merata} = 694 \text{ kg/m}^2$$

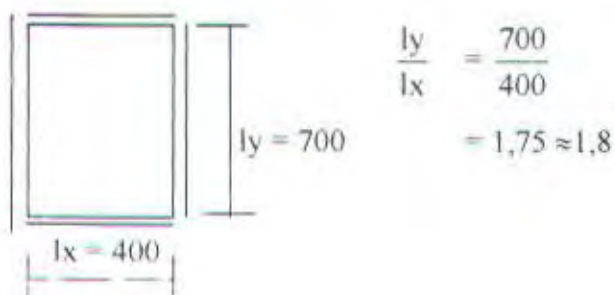
Dengan cara yang sama dengan plat lantai, didapatkan tulangan pelat atap terpasang :

$$\text{Arah x} = \phi 10 - 150 \text{ (} A_s = 523,60 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$\text{Arah y} = \phi 10 - 200 \text{ (} A_s = 392,70 \text{ mm}^2 \text{)}$$

➤ Pelat Lantai Kamar Mandi / WC

Pada perhitungan plat lantai kamar mandi / wc menurut PPIUG 1983 beban hidupnya sama dengan cafetria (ruang pelengkap) sehingga beban hidup lantainya berbeda dengan lainnya yaitu sebesar 500 kg/m^2



Pembebanan

Beban mati lantai sama dengan pelat lantai

$$DL = 477,2 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup lantai kamar mandi :

$$LL = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$q_u = 1,2 (477,2) + 1,6 (500)$$

$$= 1372,64 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{lx} = 0,001 \times q \times l_x^2 \times 60 = 0,001 \times 1372,64 \times 4^2 \times 60 = 1317,734 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times q \times l_x^2 \times 35 = 0,001 \times 1372,64 \times 4^2 \times 35 = 768,678 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = - 0,001 \times q \times l_x^2 \times 60 = - 0,001 \times 1372,64 \times 4^2 \times 60 = - 1317,734 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = - 0,001 \times q \times l_x^2 \times 35 = - 0,001 \times 1372,64 \times 4^2 \times 35 = - 768,678 \text{ kgm}$$

Tebal pelat lantai kamar mandi / wc (t) = 15 cm

Decking diambil = 40 mm

Diameter tulangan (ϕ) = 10 mm



Gambar 5.3. Potongan Pelat

- Tulangan arah x

Lapangan

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$dx = 150 - 40 - \frac{1}{2} (10) = 105 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi . b . dx^2}$$

$$= \frac{1317,734 \cdot 10^4}{0,8 \cdot 1000 \cdot 105^2}$$

$$= 1,494$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 1,494}{400}} \right] \\ &= 0,0039 > \rho_{\min}\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0039$$

$$\begin{aligned}A_{S\text{perlu}} &= 0,0039 \cdot 1000 \cdot 105 \\ &= 409,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diambil tulangan ϕ 10 - 150 ($A_s = 523,60 \text{ mm}^2$)

Tumpuan

$$\begin{aligned}Rn &= \frac{1317,734 \cdot 10^4}{0,8 \cdot 1000 \cdot 105^2} \\ &= 1,494\end{aligned}$$

$$\rho = 0,0039 > \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0039$$

$$\begin{aligned}A_{S\text{perlu}} &= 0,0039 \cdot 1000 \cdot 105 \\ &= 409,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diambil tulangan ϕ 10 - 150 ($A_s = 523,60 \text{ mm}^2$)

▪ Tulangan Arah y

Lapangan

$$d_y = 150 - 40 - 10 - \frac{1}{2} (10) = 95 \text{ mm}$$

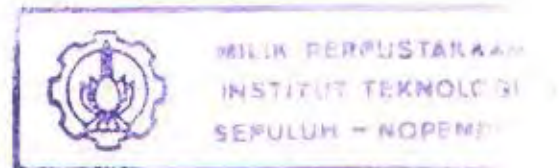
$$\begin{aligned}Rn &= \frac{768,678 \cdot 10^4}{0,8 \cdot 1000 \cdot 95^2} \\ &= 1,065\end{aligned}$$

$$\rho = 0,0027 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}A_{S\text{perlu}} &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 95 \\ &= 332,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diambil tulangan ϕ 10 - 200 ($A_s = 392,70 \text{ mm}^2$)



Tumpuan

$$R_n = \frac{768,678 \cdot 10^{-4}}{0,8 \cdot 1000 \cdot 95^2}$$

$$= 1,065$$

$$\rho = 0,0027 < \rho_{min}$$

$$\rho_{perlu} = 0,0035$$

$$A_{s_{perlu}} = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 95$$

$$= 332,5 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan $\phi 10 - 200$ ($A_s = 392,70 \text{ mm}^2$)

5.4. Tangga

5.4.1. Perencanaan Tangga

Data Perencanaan

- Tinggi lantai = 400 cm
- Lebar tangga = 190 cm
- Lebar bordes = 400 cm
- Tebal pelat dasar tangga = 15 cm
- Tebal pelat bordes = 15 cm
- Tinggi tanjakan (t) = 15 cm
- Lebar injakan (l) = 30 cm



Gambar 5.4. Denah Tangga dan system strukturnya

Kontrol :

$$2 \cdot t + 1 = 2 \cdot (15) + 30 \\ = 60 \text{ cm (OK)}$$

$$\alpha = \arctan \frac{15}{30} \\ = 26,57^\circ$$

$$\text{Jumlah injakan} = 13$$

$$\text{Jumlah tanjakan} = 14$$

$$\sin \alpha = \frac{2tr}{t} = \frac{2tr}{40} = 0,447$$

$$tr = \frac{30 \times 0,447}{2} = 6,71 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat tangga} &= \text{tebal pelat tangga} + tr \\ &= 15 + 6,71 \\ &= 21,71 \text{ cm} \end{aligned}$$



5.4.2. Pembebanan Tangga

a. Pelat Bordes

Beban Mati

▪ Berat sendiri	: 0,15 x 2400	= 360 kg/m ²
▪ Penutup lantai (keramik)		= 24 kg/m ²
▪ Spesi (2 cm)	: 2 x 21	= 42 kg/m ²
▪ Sandaran		= 50 kg/m ² +

$$\text{DL} = 476 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

$$\text{LL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (476) + 1,6 (300) \\ &= 1051,2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

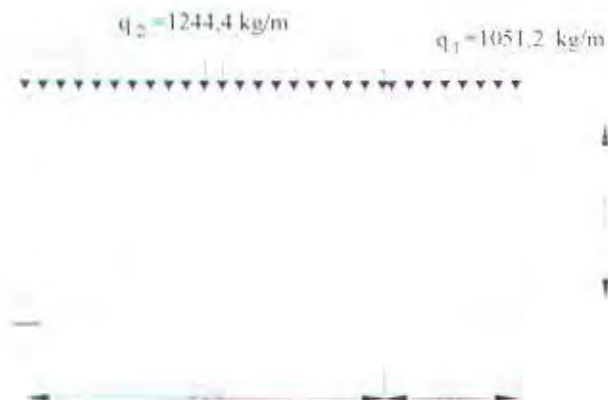
b. Anak Tangga

Beban Mati

▪ Berat sendiri (t=21,71 cm): $0,2171 \times 2400$	= 521	kg/m ²
▪ Penutup ubin (keramik)	= 24	kg/m ²
▪ Spesi (2 cm) : 2 x 21	= 42	kg/m ²
▪ Sandaran	= 50	kg/m ² +
DL	= 637	kg/m ²
Beban Hidup	LL	= 300 kg/m ²

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (637) + 1,6 (300) \\
 &= 1244,4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

5.4.3. Perencanaan Penulangan Tangga



Gambar 5.5. Pembebanan pada Tangga

Dari hasil analisa menggunakan SAP 2000 didapatkan momen maksimum pada anak tangga sebesar 4076,814 kgm

Rasio Tulangan

Direncanakan pada tangga menggunakan tulangan $\phi = 16 \text{ mm}$

Decking = $s' = 25 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 d' &= s' + \phi/2 \\
 &= 25 + 16/2 = 33 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= t - d' \\
 &= 150 - 33 = 117 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$f'_c = 30 \text{ Mpa}$

$f_y = 400 \text{ Mpa}$

$$\rho_b = 0,0325$$

$$\rho_{maks} = 0,02475$$

$$\rho_{min} = 0,0035$$

$$m = 15,686$$

Penulangan Lentur Tangga

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2}$$

$$= \frac{4076,814 \times 10^4}{0,8 \times 1000 \times 117^2}$$

$$= 3,72 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 3,72}{400}} \right)$$

$$= 0,010 > \rho_{min}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,010 \times 1000 \times 117$$

$$= 1170 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $\phi 12 - 140$ dan $\phi 10 - 140$ ($A_{s_{total}} = 1369 \text{ mm}^2$)

Tulangan arah melintang :

$$A_s = 20 \% A_s \text{ perlu}$$

$$= 20 \% \times 1170$$

$$= 234 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $\phi 10 - 300$

Penulangan Lentur Bordes

Momen yang terjadi pada bordes didapatkan dengan bantuan SAP 2000, dimana hasilnya adalah sebesar 2835,873 kgm

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{\phi b d^2} \\
 &= \frac{2835,873 \cdot 10^4}{0,8 \times 1000 \times 122^2} \\
 &= 2,38
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 2,38}{400}} \right) \\
 &= 0,0063 > \rho_{\min}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,0063 \times 1000 \times 122 \\
 &= 763,361 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan $\phi 16 - 250$ ($A_s = 804,25 \text{ mm}^2$)

Tulangan arah melintang :

$$\begin{aligned}
 A_s &= 20 \% \times 763,361 \\
 &= 152,672 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan } \phi 10 - 300 \text{ (} A_s = 261,80 \text{ mm}^2 \text{)}
 \end{aligned}$$

Tulangan Susut Suhu

Decking yang digunakan sebesar 40 mm

Diameter tulangan direncanakan $\phi = 8 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 d^* &= 40 + \frac{1}{2} 8 \\
 &= 44 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= t - d^* \\
 &= 150 - 44 \\
 &= 106 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\rho = 0,002$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= 0,002 \times 1000 \times 106 \\
 &= 212 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan $\phi 8 - 200$ ($A_s = 251,33 \text{ mm}^2$)

5.4.4. Perhitungan Balok pemikul bordes :

Data-data perencanaan :

- Bentang balok : 4 m
- Dimensi balok bordes : 20 / 40
- Tulangan utama $\phi = 16$ mm
- Tulangan sengkang $\phi = 10$ mm
- Decking = $s' = 20$ mm
- $d = t - (s' + \phi/2)$
 $= 400 - (20 + 10 + 16/2) = 362$ mm

$$\rho_b = 0,0325$$

$$\rho_{maks} = 0,02475$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Beban :

- berat sendiri = $0,2 \times 0,4 \times 2400 = 192$ kg / m
- beban dinding $\frac{1}{2}$ bata = $2 \times 250 = 500$ kg / m
- beban dari bordes = 2921,86 kg / m
- total = 3613,86 kg / m

Tulangan Lapangan :

$$M_L = \frac{1}{11} q l_n^2 = \frac{1}{11} \times 3613,86 \times 4^2 = 5256,52 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{5256,52}{0,8 \times 0,2 \times 0,362^2} = 250703,962 \text{ kg / m}^2 = 2,507 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}} \right) = 0,0066 > \rho_{min}$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0066 \times 200 \times 362 = 478,586 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan terpasang} = 3D16 (A_s = 603 \text{ mm}^2)$$

Tulangan Tumpuan :

$$M_T = \frac{1}{16} q l_n^2 = \frac{1}{16} \times 3613,86 \times 4^2 = 3613,86 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{3613,86}{0,8 \times 0,2 \times 0,362^2} = 172359,09 \text{ kg / m}^2 = 1,723 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m.R_n}{f_y}} \right) = 0,0045 > \rho_{\text{min}}$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0045 \times 200 \times 362 = 323,37 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan terpasang} = 2D16 \text{ (} A_s = 402 \text{ mm}^2 \text{)}$$

Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times l \\ &= \frac{1}{2} \times 3613,86 \times 4 \\ &= 7227,72 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{uk} &= \frac{7227,72 \times (0,5 \times 4 - 0,362)}{0,5 \times 4} \\ &= 5919,503 \text{ kg} \\ &= 59195,03 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot w \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 362 = 99137,78 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,8 \times 99137,78 \\ &= 79310,224 \text{ N} \end{aligned}$$

$V_u < \phi V_c \rightarrow$ Pasang tulangan geser minimum

jarak sengkang s maksimum adalah : (SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.1)

$$d/2 = 372 / 2 = 186 \text{ mm}$$

Pasang tulangan geser ϕ 10 - 100 \rightarrow 180



Gambar 5.6. Penulangan Balok Bordes

5.5. Perencanaan Balok Anak

Untuk pembebanan pelat terhadap balok terdapat dua bentuk yaitu beban ekuivalen segi tiga dan beban ekuivalen trapesium

Gambar 5.7. Tributary Area

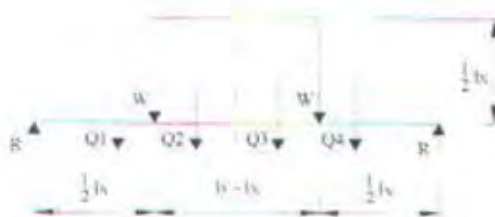
➤ Beban segitiga

$$\begin{aligned}
 W &= \frac{1}{2} q_{\text{pelat}} l_x \\
 Q_1 &= Q_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} l_x W = \frac{1}{4} l_x W \\
 R &= \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{1}{4} l_x W \\
 M_{\text{max tengah bentang}} &= \frac{1}{4} l_x W \cdot \frac{1}{2} l_x - \frac{1}{4} l_x W \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x \\
 &= \frac{1}{12} l_x^2 W \\
 M_{\text{max beban terbagi rata}} &= \frac{1}{8} q_{\text{ok}} l_x^2
 \end{aligned}$$

Dari kedua persamaan diatas, didapatkan :

$$Q_{ek} = \frac{1}{3} q_{pelat} l_x$$

➤ **Beban Trapesium**



$$W = \frac{1}{2} q_{pelat} l_x$$

$$Q_1 = Q_4 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} l_x W = \frac{1}{4} l_x W$$

$$Q_3 = Q_2 = W \left(\frac{l_y - l_x}{2} \right)$$

$$R = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}{2} = \frac{1}{4} W (2l_y - l_x)$$

Mmax tengah bentang:

$$M_{max} = \frac{1}{4} W (2l_y - l_x) \frac{1}{2} l_y - \frac{1}{4} l_x W \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x + \frac{1}{2} (l_y - l_x) \right) - W \left(\frac{l_y - l_x}{2} \right) \frac{1}{4} (l_y - l_x)$$

$$M_{max} \text{ terbagi rata} = \frac{1}{8} q_{eq} l_x^2$$

Dari kedua persamaan diatas, didapatkan :

$$q_{eq} = \frac{1}{2} q_{pelat} l_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right)$$

Pada Tugas Akhir ini, hanya direncanakan menggunakan balok anak melintang saja. Untuk balok anak ini sendiri difungsikan hanya untuk meneruskan beban dari plat dengan beban trapesium

5.5.1. Perencanaan Balok Anak Atap

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Ukuran balok anak atap} = 30 \times 50 \text{ cm}^2$$

Beban yang bekerja :

$$\text{Beban trapesium dengan } l_x = 400 \text{ cm} = 4 \text{ m}$$

$$l_y = 700 \text{ cm} = 7 \text{ m}$$

1. Beban Mati :

$$\text{- Berat sendiri : } 0,3 \times 0,5 \times 2400 = 360 \quad \text{kg / m}$$

$$\text{- Beban plat : } 2 \times \frac{1}{2} \times 445 \times 4 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4}{7} \right)^2 \right) = 1586,26 \quad \text{kg / m}$$

$$q_D = 1946,26 \quad \text{kg / m}$$

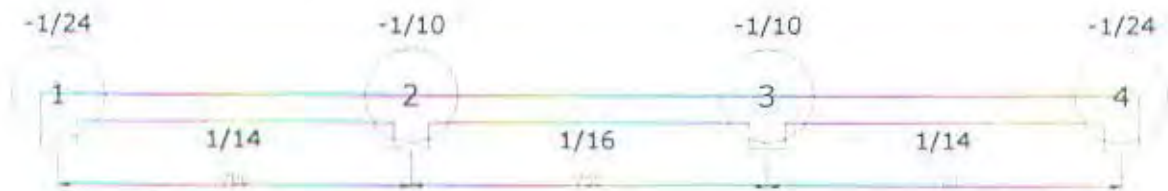
2. Beban Hidup :

$$\text{- Beban plat : } 2 \times \frac{1}{2} \times 100 \times 4 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4}{7} \right)^2 \right) = q_L = 356,46 \quad \text{kg / m}$$

$$q_u = 1,2 (q_D) + 1,6 (q_L)$$

$$= 1,2 (1946,26) + 1,6 (356,46)$$

$$= 2905,85 \quad \text{kg / m}$$



Gambar 5.8. Koefisien Momen Balok Anak

$$M_1 = M_4 = \frac{1}{24} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{24} \times 2905,85 \times 7^2 = 5943,77 \quad \text{kgm}$$

$$M_{12} = M_{34} = \frac{1}{14} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{14} \times 2905,85 \times 7^2 = 10170,47 \quad \text{kgm}$$

$$M_2 = M_3 = \frac{1}{10} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{10} \times 2905,85 \times 7^2 = 14238,66 \quad \text{kgm}$$

$$M_{23} = \frac{1}{16} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{16} \times 2905,85 \times 7^2 = 8899,16 \quad \text{kgm}$$

Perhitungan Tulangan

Tinggi balok = 500 mm

Penutup beton $d' = 40$ mm

Direncanakan diameter tulangan longitudinal D19

Direncanakan diameter tulangan sengkang $\phi 10$

Menurut SK SNI 03 - xxxx - 2001 Ps. 10.5.1

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b w . d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} 300 \times 500 = 513,49 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{1.4}{f_y} b w . d = \frac{1.4}{400} \times 300 \times 500 = 525,00 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan !!!)}$$

Direncanakan tulangan balok anak yang ada dibuat seragam jadi dalam perhitungan digunakan momen terbesar.

Tulangan Tumpuan

$$M_u = 14238,66 \text{ kgm} = 142386600 \text{ Nmm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$d = h - d' - \phi_{\text{sengking}} - \frac{1}{2} D_{\text{tulangan umum}} \\ = 500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} (19) = 440,5 \text{ mm} = 44,05 \text{ cm}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = \frac{A_{s'}}{A_s} = 0,5$$

$$R_n = \frac{(1 - \delta) M_u}{\phi . b . d^2} = \frac{(1 - 0,5) . 142386600}{0,8 . 300 . 440,5^2} = 1,53 \text{ Mpa}$$

$$\rho \delta = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 . m . R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 . 15,686 . 1,53}{400}} \right) = 0,0039$$

$$\rho' = \frac{\delta . M_u}{0,8 . f_y . (d - d') . b . d} = \frac{0,5 . 142386600}{0,8 . 400 . (440,5 - 59,5) . 300 . 440,5} = 0,0044$$

$$\rho = \rho \delta + \rho' = 0,0039 + 0,0034 = 0,0083 > \rho_{\min} = 0,0035$$

$$A_s = \rho . b . d = 0,0083 \cdot 300 \cdot 440,5 = 1096,845 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan 4 D 19}$$

$$A_{s'} = \rho' . b . d = 0,0044 \cdot 300 \cdot 440,5 = 581,46 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan 3 D 19}$$

Tulangan Lapangan

$$M_u = 10170,47 \text{ kgm} = 101704700 \text{ Nmm}$$

$$\text{Bentang balok} = L = 700 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak bersih antara balok - balok yang bersebelahan} = L_n = 770 \text{ cm}$$

$$d = 440,5 \text{ mm}$$



Menghitung lebar efektif flens

$$\left. \begin{array}{l} 1. \quad b_e \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} 700 = 175 \text{ cm} \\ 2. \quad b_e \leq b_w + 16 t = 30 + 16 \times 15 = 270 \text{ cm} \\ 3. \quad b_e \leq b_w + L_n = 30 + 770 = 800 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad b_e = 175 \text{ mm}$$

Direncanakan tulangan lapangan momen positif tulangan ulir 3 – D19 mm.

$$(A_s = 850,586 \text{ mm}^2 \quad A_s > A_{s_{min}})$$

$$c = \frac{A_s \times f_y}{\beta \times 0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{850,586 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 1750} = 8,97 \text{ mm}$$

karena $c < t$: $8,97 \text{ mm} < 140 \text{ mm}$, maka balok anak adalah balok T palsu dan dianggap sebagai balok persegi biasa.

$$a = c \times \beta = 8,97 \times 0,85 = 7,62 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,8 \times 850,586 \times 400 \times \left(440,5 - \frac{7,62}{2} \right) \\ &= 118861568,1 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$M_u = 101704700 \text{ N.mm}$$

$$M_u < \phi M_n \quad (\text{memenuhi syarat})$$

maka tulangan lapangan momen positif dipakai tulangan ulir 3 – D19 mm

$$(A_s = 850,586 \text{ mm}^2)$$

dan tulangan momen negatif dipakai tulangan ulir 2 – D19 mm ($A_s' = 567,06 \text{ mm}^2$)

Tulangan Geser

- Pada perletakan 2kn dan 3kr

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1,15}{2} \times q_u \times l \\ &= \frac{1,15}{2} \times 2905,85 \times 7 = 11696,05 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{uk} &= \frac{V_u (0,5 l x - d)}{0,5 l x} \\ &= \frac{11696,05 \times (0,5 \times 7 - 0,4405)}{0,5 \times 7} \end{aligned}$$

$$= 10224,02 \text{ kg}$$

$$= 102240,08 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b w d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 440,5 = 120635,8933 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,8 \times 120635,8933$$

$$= 96508,712 \text{ N}$$

$$V_u > \phi V_c$$

jarak sengkang s maksimum adalah : (SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.1)

$$d/2 = 440,5 / 2 = 220,25 \text{ mm}$$

diambil tulangan sengkang $\phi 10 - 200$

- Pada perletakan 1, 2kr, 3kn, dan 4

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l$$

$$= \frac{1}{2} \times 2905,85 \times 7$$

$$= 10170,475 \text{ kg}$$

$$V_{uk} = \frac{10170,475 \times (0,5 \times 7 - 0,4405)}{0,5 \times 7}$$

$$= 8890,448 \text{ kg}$$

$$= 88904,48 \text{ N}$$

$$V_c = 120635,8933 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,8 \times 120635,8933$$

$$= 96508,712 \text{ N}$$

$V_u < \phi V_c \rightarrow$ Pasang tulangan geser minimum

jarak sengkang s maksimum adalah : (SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.1)

$$d/2 = 440,5 / 2 = 220,25 \text{ mm}$$

diambil tulangan sengkang $\phi 10 - 200$

Jadi untuk tulangan balok anak atap adalah :

- Tulangan Tumpuan :

$$\text{Tulangan tarik (} A_s \text{)} = 4D19$$

$$\text{Tulangan tekan (} A'_s \text{)} = 3D19$$

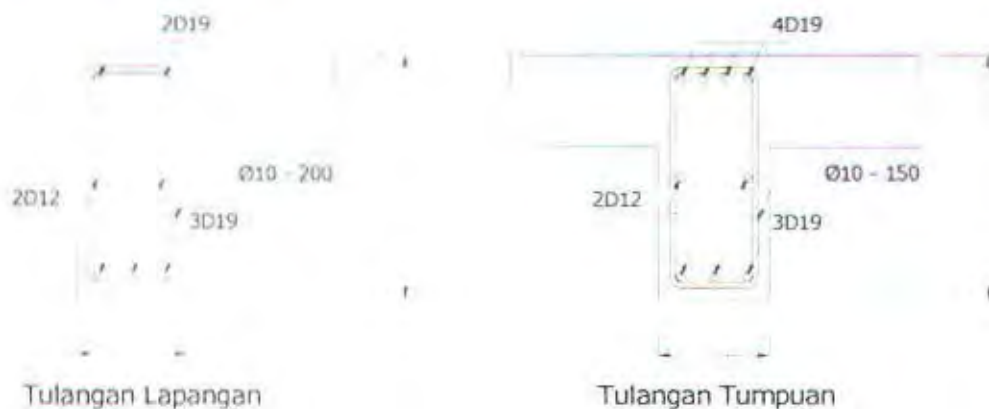
$$\text{Sengkang} \quad \phi 10 \quad 130$$

▪ Tulangan Lapangan

Tulangan tarik (A_s) = 3D19

Tulangan tekan (A'_s) = 2D19

Sengkang = $\phi 10 - 200$



Gambar 5.9. Penulangan Balok Anak Atap

5.5.2. Perencanaan Balok Anak Lantai

Balok anak lantai direncanakan menggunakan dimensi yang sama dengan balok anak pada atap. Dengan pembebanan sebagai berikut :

1. Beban Mati :

- Berat sendiri : $0,3 \times 0,5 \times 2400 = 360 \text{ kg / m}$

- Beban plat : $2 \times \frac{1}{2} \times 477,2 \times 4 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4}{7} \right)^2 \right) = 1701,039 \text{ kg / m}$

$q_D = 2061,839 \text{ kg / m}$

2. Beban Hidup :

- Beban plat : $2 \times \frac{1}{2} \times 250 \times 4 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4}{7} \right)^2 \right) = q_L = 891,156 \text{ kg / m}$

$q_u = 1,2 (q_D) + 1,6 (q_L)$

$= 1,2 (2061,839) + 1,6 (891,156) = 3899,096 \text{ kg / m}$

Dengan cara yang sama dengan perencanaan balok lantai atap didapatkan tulangan balok anak lantai sebagai berikut :

- Tulangan Tumpuan :

Tulangan tarik (As) = 6D19

Tulangan tekan (A's) = 3D19

Sengkang = $\phi 10 - 150$

- Tulangan Lapangan

Tulangan tarik (As) = 4D19

Tulangan tekan (A's) = 2D19

Sengkang = $\phi 10 - 200$



Gambar 5.10. Penulangan Balok Anak Lantai

BAB VI

ANALISA STRUKTUR UTAMA

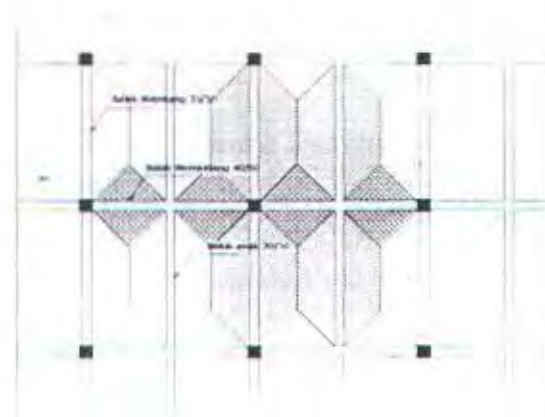
6.1. Data-Data Perencanaan Gedung

Adapun data – data yang digunakan dalam perencanaan gedung adalah :

Tipe bangunan	: Perkantoran
Zona Gempa	: Zone 6 (SNI 03 - 1726 - 2002)
Tinggi Bangunan	: 40 m
Lebar Bangunan	: 21 m
Panjang Bangunan	: 56 m
Mutu Beton	: 30 Mpa
Mutu Baja	: 400 Mpa
Dimensi Kolom	: 75 x 75 cm
Dimensi Balok Memanjang	: 40 x 60 cm
Dimensi Balok Melintang	: 35 x 50 cm

6.2. Pembebanan Struktur Arah Vertikal.

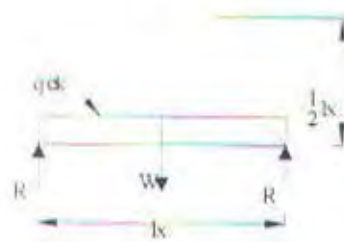
Pembebanan arah vertikal biasa juga disebut dengan beban gravitasi, hal ini disebabkan karena arah beban tersebut searah dengan arah gravitasi. Pembebanan arah vertikal ini merupakan beban yang diterima oleh struktur gedung akibat dari adanya beban yang ada di atasnya. Untuk pembebanan pelat terhadap balok terdapat tiga bentuk yaitu beban ekuivalen segi tiga, beban ekuivalen trapesium dan beban ekuivalen dua segitiga.



Gambar 6.1 Distribusi Beban Pelat pada Balok

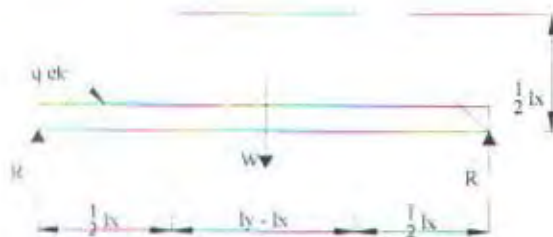
- Beban Pelat yang diterima Balok Memanjang
- Beban Pelat yang diterima Balok Melintang
- Beban Pelat yang diterima Balok Anak

➤ Beban segitiga



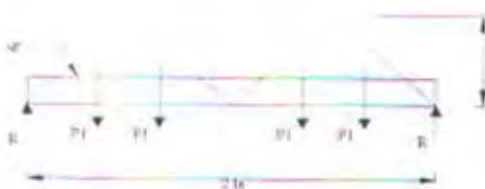
$$Q_{ek} = \frac{1}{3} \cdot q_{pelat} \cdot l_x$$

➤ Beban Trapesium



$$Q_{eq} = \frac{1}{2} \cdot q_{pelat} \cdot l_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right)$$

➤ Beban Dua Segitiga



$$P1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot l_x \cdot P = \frac{1}{8} \cdot q_r \cdot l_x^2$$

$$R = 2 \cdot P = \frac{1}{4} \cdot q_r \cdot l_x^2$$

$$M_{max eq} = \frac{1}{8} \cdot q_r \cdot (2 l_x)^2 = \frac{1}{2} \cdot q_r \cdot l_x^2$$

Momen maksimum tengah bentang :

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= R l_x - P1 \left(l_x - \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x \right) - P1 \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l_x \right) \\
 &= R l_x - P1 \left(\frac{2}{3} l_x \right) - P1 \left(\frac{1}{3} l_x \right) \\
 &= (R - P1) l_x
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \left(\frac{1}{4} q l x^2 - \frac{1}{8} q l x^2 \right) l x \\
 &= \frac{1}{8} q l x^3 \\
 M_{\max \text{ eq}} &= M_{\max} \\
 \frac{1}{2} q l x^2 &= \frac{1}{8} q l x^3 \\
 q_l &= \frac{1}{4} q l x \quad \text{kg / m} \quad \dots\dots\dots (6 - 1)
 \end{aligned}$$

6.2.1. Perhitungan Beban Per Satuan Luas

1. Pembebanan pada lantai

Beban mati :

▪ Berat sendiri	: 0,15 x 2400	= 360 kg/m ²
▪ Plafon + penggantung	: 11 + 7	= 18 kg/m ²
▪ Spesi 1cm	: 0,01 x 2100	= 21 kg/m ²
▪ Tegel (keramik)	: 0,01 x 2400	= 24 kg/m ²
▪ AC dan perpipaan		= 40 kg/m ²
▪ Dinding partisi	: [(270x4)x14]/[(21x56 - 2x(4+4)x7]	= 14,2 kg/m ² +
		DL = 477,2 kg/m ²

Beban hidup (lantai perkantoran)

LL = 250 kg/m²

2. Pembebanan pada atap

Beban mati :

▪ Berat sendiri	: 0,14 x 2400	= 336 kg/m ²
▪ Plafon + penggantung	: 11 + 7	= 18 kg/m ²
▪ Finishing	:	= 21 kg/m ²
▪ Aspal (1 cm)	: 0,01 x 1400	= 14 kg/m ²
▪ Pasir (1 cm)	: 0,01 x 1600	= 16 kg/m ²
▪ AC dan perpipaan		= 40 kg/m ² +
		DL = 445 kg/m ²

Beban hidup :

- Beban terbagi rata = 100 kg/m
 - Beban hujan = 20 kg/m +
- $$LL = 120 \text{ kg/m}^2$$

6.2.2. Perhitungan Beban Equivalen

Dalam SAP2000 telah tersedia fasilitas untuk memasukkan beban ekuivalen (segitiga dan trapesium), yaitu dengan menggunakan perintah *assign frame static load trapezoidal*. Input pembebanan pelat pada balok yang digunakan dalam SAP 2000 dapat dilihat pada lampiran II

6.3. Perhitungan Beban Lateral Akibat Gempa

6.3.1. Perhitungan berat total bangunan

1. Berat lantai 10 (atap)

Beban Mati :

- Pelat : $(21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 445 = 473480 \text{ kg}$
 - Balok melintang : $[0,35 \times 0,5 \times (21 \times 6 + 14 \times 2)] \times 2400 = 64680 \text{ kg}$
 - Balok anak : $(0,3 \times 0,5 \times 21) \times 7 \times 2400 = 52920 \text{ kg}$
 - Balok memanjang : $(0,40 \times 0,6 \times 56) \times 4 \times 2400 = 129024 \text{ kg}$
 - Balok lift : $(0,3 \times 0,5 \times 7) \times 4 \times 2400 = 10080 \text{ kg}$
 - Shearwall : $(0,2 \times 7 \times 2) \times 2 \times 2400 = 13440 \text{ kg}$
 - Kolom : $(0,75 \times 0,75 \times 2) \times 28 \times 2400 = 75600 \text{ kg} +$
- $$WD = 819224 \text{ kg}$$

Beban Hidup (faktor reduksi yang digunakan adalah sebesar 0,3)

- Beban merata : $(21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 100 \times 0,3 = 31920 \text{ kg}$
 - Beban hujan : $(21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 20 = 21280 \text{ kg} +$
- $$WL = 53200 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{atap}} &= WD + WL \\ &= 819224 + 53200 \\ &= 872424 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Berat lantai 1 - 9

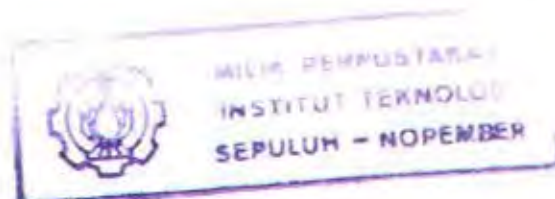
Beban Mati :

▪ Pelat	: $(21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 477,2$	= 507740,8 kg
▪ Balok melintang	: $[0,35 \times 0,5 \times (21 \times 6 + 14 \times 2)] \times 2400$	= 64680 kg
▪ Balok anak	: $(0,3 \times 0,5 \times 21) \times 7 \times 2400$	= 52920 kg
▪ Balok memanjang	: $(0,4 \times 0,6 \times 56) \times 4 \times 2400$	= 129024 kg
▪ Balok lift	: $(0,3 \times 0,5 \times 7) \times 4 \times 2400$	= 10080 kg
▪ Shearwall	: $(0,2 \times 7 \times 4) \times 2 \times 2400$	= 26880 kg
▪ Kolom	: $(0,75 \times 0,75 \times 4) \times 28 \times 2400$	= 151200 kg
▪ Tangga	: $(1,9 \times 3,9 \times 2) \times 637$	= 9440,34 kg
▪ Bordes	: $(1,1 \times 4) \times 476$	= 2094,4 kg
▪ Balok bordes	: $(0,2 \times 0,4) \times 4 \times 2400$	= 768 kg
▪ Kolom tangga	: $(0,2 \times 0,2) \times 2 \times 2400$	= 192 kg +
	WD	= 955019,54 kg

Beban Hidup (faktor reduksi yang digunakan adalah sebesar 0,3)

▪ Beban merata	: $(21 \times 56 - 2 \times 7 \times 8) \times 250 \times 0,3$	= 79800 kg
	WL	= 79800 kg

$$\begin{aligned}
 W_{\text{lantai}} &= WD + WL \\
 &= 955019,54 + 79800 \\
 &= 1034819,54 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



6.3.2. Perhitungan gaya geser dasar

Pada gedung yang direncanakan terdapat 2 sistem pembebanan gempa. Ini dikarenakan *shear wall* yang terdapat pada gedung ini hanya pada arah melintang saja. Jadi pada perhitungan arah melintang menggunakan sistem *shear wall frame* sedangkan pada arah memanjang menggunakan sistem *open frame*.

6.3.2.1. Pembebanan Gempa Arah Melintang Gedung (Arah Y)

Zone gempa 6 $\rightarrow \zeta = 0,15$

n = jumlah tingkat gedung
= 10

Jenis tanah adalah tanah lunak $\rightarrow A_v = 0,34$

I = 1,0 (gedung perkantoran)

R = 5,5 (tabel 3, SNI 03 – 1726 – 2002)

Periode getar alami struktur (SNI 03 – 1726 – 2002, ps. 5.6) :

$$T = \zeta \times n = 0.15 \times 10 = 1,5 \text{ detik}$$

Dari grafik respon spektrum gempa rencana didapatkan $C = 0.61$

Perhitungan Gaya Geser Dasar :

$$V = \frac{C_d I}{R} W_i = \frac{0,61 \times 1}{5,5} \times (10185799,86) = 1129697,803 \text{ kg}$$

6.3.2.1.1. Penyebaran Gaya Geser Secara Vertikal

Setelah diperoleh gaya geser dasar, selanjutnya gaya geser tersebut didistribusikan secara vertikal ke sepanjang tinggi gedung. Penyebaran gaya lateral dilakukan sesuai SNI 03 – 1726 – 2002 dengan rumus berikut ini :

$$V_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \quad \dots\dots\dots (6 - 2)$$

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi . Hi (kgm)	Vi (kg)	f _{iy} (arah melintang)
Atap	40	872424	34896960	1129697,803	178252,039
9	36	1034819,54	37253503,44	1129697,803	190289,153
8	32	1034819,54	33114225,28	1129697,803	169145,914
7	28	1034819,54	28974947,12	1129697,803	148002,674
6	24	1034819,54	24835668,96	1129697,803	126859,435
5	20	1034819,54	20696390,8	1129697,803	105716,196
4	16	1034819,54	16557112,64	1129697,803	84572,957
3	12	1034819,54	12417834,48	1129697,803	63429,718
2	8	1034819,54	8278556,32	1129697,803	42286,478
1	4	1034819,54	4139278,16	1129697,803	21143,239
Total		10185799,86	221164477,2		

Tabel 6.1. Distribusi Gaya Gempa Dasar Arah Melintang

6.3.2.2. Pembebanan Gempa Arah Memanjang Gedung (Arah X)

Zone gempa 6 $\rightarrow \zeta = 0,15$

n = jumlah tingkat gedung

= 10

Jenis tanah adalah tanah lunak $\rightarrow A_o = 0,34$

$I = 1,0$ (gedung perkantoran)

$R = 8,5$ (tabel 3, SNI 03 - 1726 - 2002)

Periode getar alami struktur (SNI 03 - 1726 - 2002, ps. 5.6) :

$$T = \zeta \times n = 0.15 \times 10 = 1,5 \text{ detik}$$

Dari grafik respon spektrum gempa rencana didapatkan $C = 0.61$

Dengan cara yang sama didapatkan :

Lantai	h_i (m)	W_i (kg)	$W_i \cdot h_i$ (kgm)	V_i (kg)	fix (arah memanjang)
Atap	40	872424	34896960	730980,9311	115339,555
9	36	1034819,54	37253503,44	730980,9311	123128,275
8	32	1034819,54	33114225,28	730980,9311	109447,356
7	28	1034819,54	28974947,12	730980,9311	95766,436
6	24	1034819,54	24835668,96	730980,9311	82085,517
5	20	1034819,54	20696390,8	730980,9311	68404,597
4	16	1034819,54	16557112,64	730980,9311	54723,678
3	12	1034819,54	12417834,48	730980,9311	41042,758
2	8	1034819,54	8278556,32	730980,9311	27361,839
1	4	1034819,54	4139278,16	730980,9311	13680,919
Total		10185799,86	221164477,2		

Tabel 6.2. Distribusi Gaya Gempa Dasar Arah Memanjang

6.3.2.3. Penyebaran Arah Gempa

Didalam SNI 03 - 1726 - 2002 (5.8.2) disebutkan bahwa untuk mensimulasikan arah pengaruh gaya gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama (arah Y) harus dianggap lebih efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30 %. Jadi arah dan besar gaya gempa yang terjadi pada gedung adalah :

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi . Hi (kgm)	fy (arah melintang)	fx (arah memanjang)
Atap	40	872424	34896960	178252,0391	34601,86641
9	36	1034819,54	37253503,44	190289,1527	36938,48259
8	32	1034819,54	33114225,28	169145,9135	32834,20674
7	28	1034819,54	28974947,12	148002,6743	28729,9309
6	24	1034819,54	24835668,96	126859,4351	24625,65506
5	20	1034819,54	20696390,8	105716,196	20521,37921
4	16	1034819,54	16557112,64	84572,95676	16417,10337
3	12	1034819,54	12417834,48	63429,71757	12312,82753
2	8	1034819,54	8278556,32	42286,47838	8208,551686
1	4	1034819,54	4139278,16	21143,23919	4104,275843
	Σ	10185799,86	221164477,2		

Tabel 6.3. Distribusi Gaya Gempa Dasar

6.3.2.4. Waktu Getar Alami Fundamental

Dalam menghitung gaya gempa dasar, waktu getar yang ada harus dikontrol terhadap waktu getar alami fundamental

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai T_1 sebesar 1,75 dtk, sehingga dalam perhitungan menggunakan $T_1 = 1,75$ dtk. Dan didapatkan gaya gempa yang terjadi :

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi . hi (kgm)	fy (arah melintang)	fx (arah memanjang)
Atap	40	872424	34896960	158631,7912	30793,23006
9	36	1034819,54	37253503,44	169343,9767	32872,65429
8	32	1034819,54	33114225,28	150527,9793	29220,13715
7	28	1034819,54	28974947,12	131711,9818	25567,62
6	24	1034819,54	24835668,96	112895,9844	21915,10286
5	20	1034819,54	20696390,8	94079,98703	18262,58572
4	16	1034819,54	16557112,64	75263,98963	14610,06857
3	12	1034819,54	12417834,48	56447,99222	10957,55143
2	8	1034819,54	8278556,32	37631,99481	7305,034287
1	4	1034819,54	4139278,16	18815,99741	3652,517144
		10185799,86	221164477,2		

Tabel 6.4. Distribusi gaya Gempa Dasar Hasil Kontrol Rayleigh

6.4. Perhitungan Beban Angin

Beban angin yang diterima oleh gedung menurut PPIUG 1983 adalah sebesar 25 kg/m^2 (gedung jauh dari pantai)

- Portal memanjang :

- Portal A dan D :

Searah angin	: $q = 25 \times 3,5 \times 0,9$	$= 78,75$	kg / m (tekan)
--------------	----------------------------------	-----------	---------------------------

Belakang angin	: $q = 25 \times 3,5 \times 0,4$	$= 35$	kg / m (hisap)
----------------	----------------------------------	--------	---------------------------

- Portal B dan C :

Searah angin	: $q = 25 \times 7 \times 0,9$	$= 157,5$	kg / m (tekan)
--------------	--------------------------------	-----------	---------------------------

Belakang angin	: $q = 25 \times 7 \times 0,4$	$= 70$	kg / m (hisap)
----------------	--------------------------------	--------	---------------------------

- Portal melintang :

- Portal 1 dan 8 :

Searah angin	: $q = 25 \times 4 \times 0,9$	$= 90$	kg / m (tekan)
--------------	--------------------------------	--------	---------------------------

Belakang angin	: $q = 25 \times 4 \times 0,4$	$= 40$	kg / m (hisap)
----------------	--------------------------------	--------	---------------------------

- Portal 2 - 7 :

Searah angin	: $q = 25 \times 8 \times 0,9$	$= 180$	kg / m (tekan)
--------------	--------------------------------	---------	---------------------------

Belakang angin	: $q = 25 \times 8 \times 0,4$	$= 80$	kg / m (hisap)
----------------	--------------------------------	--------	---------------------------

6.5. Kontrol Displacement

Displacement yang terjadi akibat beban gempa yang terjadi harus dikontrol dulu terhadap kinerja batas ultimitnya (SK SNI 03 - 1726 - 2002 ps. 8.2) Hasil output dari simpangan (Δs) dan simpangan antar tingkat (interstory drift) dan batasannya menurut peraturan yang berlaku adalah sebagai berikut:

Lantai	Tinggi (m)	Δ_s cm	Drift cm	Δ_u cm	Drift cm	Batasan cm	
10	40	14.326	1.494	55.156	5.751	8.000	OK
9	36	12.832	1.590	49.405	6.121	8.000	OK
8	32	11.243	1.675	43.284	6.450	8.000	OK
7	28	9.567	1.743	36.835	6.711	8.000	OK
6	24	7.824	1.766	30.124	6.800	8.000	OK
5	20	6.058	1.723	23.323	6.633	8.000	OK
4	16	4.335	1.591	16.690	6.126	8.000	OK
3	12	2.744	1.348	10.564	5.191	8.000	OK
2	8	1.396	0.973	5.373	3.747	8.000	OK
1	4	0.422	0.422	1.626	1.626	8.000	OK

Tabel 6.5. Simpangan Lateral Akibat Gempa dan Batasannya

6.6. Penentuan Target Perpindahan Rencana

Target perpindahan rencana merupakan representasi dari *performance level* yang diinginkan. Dengan kata lain target perpindahan rencana digunakan untuk mengontrol *displacement* hasil *output* SAP 2000 sudah memenuhi kriteria yang ada atau belum. Adapun langkah – langkah dalam menentukan target perpindahan rencana adalah sebagai berikut :

Data-data :

- $n = 10$ lantai
- $h_{\text{lantai}} = 4,0$ m
- $f_y = 400$ MPa
- $E_s = 2,00 \times 10^5$ MPa
- $\epsilon_y = f_y / E_s = 0,0020$
- $d_b = 12$ mm asumsi diameter tulangan yang akan dipakai
- $l_b = 700$ cm
- $l_w = 700$ cm
- $h_f = 60$ cm
- $I_{\text{kolom}} = 2,64 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
- $I_{\text{shearwall}} = 5,72 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$

Asumsi dari MDOF ke SDOF

Batasan Peraturan (untuk rotasi drift ultimate) :

$$\theta_c = 0,025$$

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p \leq \theta_c$$

maka nilai akan θ_d diambil sama dengan $\theta_c = 0,025$

Struktur Gedung Dianggap Berbentuk Rangka

- Perhitungan Profil Perpindahan Rencana (Δ_i)

Profil Perpindahan Rencana (*design displacement profile*) untuk *frame* dihitung berdasarkan persamaan :

$$\Delta_i = \theta_d h_i \left(1 - \frac{0.5(n-4)h_i}{16h_n} \right) \quad \dots\dots\dots (6-3)$$

dimana Δ_i = simpangan tingkat ke - i

n = jumlah tingkat

h_i = adalah tinggi lantai ke - i.

Hasil perhitungan berdasarkan persamaan (6 - 3) tersebut bisa dilihat pada tabel berikut ini :

Tingkat	h (m)	Δ_i
10	40	0,8125
9	36	0,7481
8	32	0,6800
7	28	0,6081
6	24	0,5325
5	20	0,4531
4	16	0,3700
3	12	0,2831
2	8	0,1925
1	4	0,0981

Tabel 6.6. Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Frame

- Perhitungan Perpindahan Rencana (Δ_d)

Perpindahan rencana / target perpindahan struktur dapat dihitung berdasarkan perumusan :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad \dots\dots\dots (6-4)$$

Hasil perhitungan berdasar rumus (6-4) ditampilkan dalam bentuk tabel berikut ini :

Tingkat	h (m)	m_i	Δ_i	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i^2$
10	40	872424	0,8125	708844,50	575936,16
9	36	1034820	0,7481	774174,37	579179,20
8	32	1034820	0,6800	703677,29	478500,56
7	28	1034820	0,6081	629299,63	382692,84
6	24	1034820	0,5325	551041,41	293429,55
5	20	1034820	0,4531	468902,60	212471,49
4	16	1034820	0,3700	382883,23	141666,80
3	12	1034820	0,2831	292983,28	82950,89
2	8	1034820	0,1925	199202,76	38346,53
1	4	1034820	0,0981	101541,67	9963,78
Σ				4812550,74	2795137,79

Tabel 6.7. Perhitungan Target Perpindahan Rencana Frame

sehingga nilai Δ_d didapatkan :

$$\Delta_d = 0,581 \text{ m} \quad (\text{menentukan !!!})$$

Struktur Gedung Dianggap Berbentuk Dinding (Shearwall)

Diambil $\theta_d = \theta_c = 0,025$

Dengan menggunakan rumus yang ada maka panjang sendi plastis :

$$l_p = 2,6 \text{ m} \quad (\text{menentukan})$$

$$l_p = 2,27 \text{ m}$$

- Perhitungan Profil Perpindahan Rencana

Dengan menggunakan rumus :

$$\Delta_i = \frac{2}{3} \varepsilon_y \frac{h_i^2}{l_w} \left(1,5 - \frac{h_i}{2 h_n}\right) + \left(\theta_d - \frac{\varepsilon_y h_n}{l_w}\right) \left(h_i - \frac{l_w}{2}\right) \dots\dots\dots (6-5)$$

Maka dengan rumus 6 – 5 didapatkan profil perpindahan rencana :

Tingkat	h (m)	Δ_i
10	40	0,6776
9	36	0,6190
8	32	0,5532
7	28	0,4818
6	24	0,4068
5	20	0,3300
4	16	0,2531
3	12	0,1781
2	8	0,1068
1	4	0,0409

Tabel 6.8. Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Frame

- Perhitungan Perpindahan Rencana (Δ_d)

Dengan menggunakan rumus 6 – 4 yang ada maka didapatkan besarnya perpindahan rencana struktur dinding :

Tingkat	h (m)	m_i	Δ_i	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i^2$
10	40	872424	0,6776	591150,35	400560,66
9	36	1034820	0,6190	640597,64	396557,40
8	32	1034820	0,5532	572437,53	316658,81
7	28	1034820	0,4818	498600,69	240237,69
6	24	1034820	0,4068	420979,37	171260,42
5	20	1034820	0,3300	341465,81	112675,59
4	16	1034820	0,2531	261952,25	66310,09
3	12	1034820	0,1781	184330,93	32834,60
2	8	1034820	0,1068	110494,09	11798,14
1	4	1034820	0,0409	42333,97	1731,86
Σ				3664342,63	1750625,26

Tabel 6.9. Perhitungan Target Perpindahan Rencana Dinding

sehingga nilai Δ_d didapatkan :

$$\Delta_d = 0,478 \text{ m}$$

- Perhitungan Daktilitas Struktur Rencana (μ_s)

Daktilitas struktur dapat dihitung dengan persamaan :

$$\mu_s = \Delta_d / \Delta_y \quad \text{.....} \quad (6 - 6)$$

Dimana menurut Priestly, nilai Δ_y untuk *frame* dirumuskan sebagai :

$$\begin{aligned} \Delta_y &= 0,5 \epsilon_y (l_n / h_n) (0,6 h_n) \\ &= 0,5 * 0,0020 (7 / 0,5) (0,6 * 40) = 0,336 \end{aligned}$$

sehingga :

$$\mu_s = 0,581 / 0,336 = 1,729$$

6.7. Analisa Gaya – Gaya Dalam (Analisa Linier)

Setelah semua beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasinya didapatkan, maka perhitungan untuk memperoleh gaya-gaya dalam komponen struktur dapat dilanjutkan. Untuk proses perhitungan ini, digunakan program bantu SAP 2000.

Pemodelan yang digunakan untuk SAP 2000 adalah struktur rangka akan dimodelkan sebagai *frame*. Untuk pemodelan *frame* akan digunakan pula fasilitas *end-offset* untuk menunjukkan efek penampang dan mendapatkan nilai momen muka kolom untuk perhitungan tulangan balok. Sedangkan efek kekakuan pelat akan diwakili oleh fungsi *constraint diaphragm*.

Untuk menentukan momen rencana pada lokasi potensial terjadinya sendi plastis, analisa linier dari struktur harus didasarkan pada kekakuan elemen struktur pada kondisi respon displacement maksimum. Asumsi ini merupakan salah satu komponen vital dari pemodelan *substitute structure* (Shibata and Shozen, 1976) yang digunakan dalam analisa *performance-based design* ini.

Dengan kata lain, kekakuan untuk balok harus didasarkan pada kekakuan elastis penampang retak yang direduksi dengan tingkat daktilitas struktur. Sedangkan untuk kolom, karena kolom akan terlindung dari perilaku inelastis oleh prosedur desain kapasitas maka kekakuannya adalah kekakuan elastis penampang retak tanpa reduksi tingkat daktilitas. Atau bila ditunjukkan melalui persamaan berikut :

Balok	I_b	$= I_{cr} / \mu_s$	(6 - 7a)
Kolom	I_c	$= I_{cr}$	(6 - 7b)
Dinding	I_w	$= I_{cr}$	(6 - 7c)

Kekakuan elastis penampang retak untuk berbagai jenis elemen struktur diberikan dalam tabel (5.1) berikut sesuai SKSNI – 03 – xxxx – 2001 ps.10.11.1

Elemen Struktur	I_{cr}
Balok	$0,35 I_g$
Kolom	$0,7 I_g$
Dinding	$0,7 I_g$

Tabel 6.10. Nilai Momen Inersia Penampang Retak

Untuk *input* dan *output* hasil running SAP 2000 ini, dapat dilihat dalam lampiran II.

6.8. Perhitungan Penulangan

Adapun perhitungan penulangan balok, kolom, dan *shearwall* mengacu pada SKSNI - 03 – xxxx – 2001.

Untuk menunjukkan langkah – langkah perhitungan , diambil contoh balok dan kolom yang terdapat pada portal melintang lantai 3.

6.8.1. Redistribusi Momen Tumpuan Balok

Tujuan utama dari redistribusi momen adalah agar bisa didapatkan pengaturan tulangan yang seragam dan lebih sederhana, karena nilai momen negatif dan positif bisa dibuat hampir bernilai sama. Secara sederhana redistribusi momen dilakukan dengan cara mengurangi momen maksimum absolut (biasanya momen negatif) dan dikompensasikan dengan menambah nilai momen didaerah non-kritis (biasanya momen positif),.

Beberapa hal penting yang perlu diperhatikan dalam melakukan redistribusi momen antara lain :

1. Menurut Paulay, Priestly nilai reduksi momen negatif maksimum tidak boleh melebihi 30 % dari nilai momen tersebut. Batasan ini diambil untuk memastikan

agar sendi plastis tidak timbul terlalu dini pada balok hanya akibat gempa kecil / sedang.

2. Ekuilibrium momen sebelum dan sesudah proses redistribusi harus tetap dipertahankan. Atau dengan kata lain, jumlah momen total harus tetap sama antara sebelum dan sesudah redistribusi.

Dari output hasil running SAP 2000 untuk balok – balok melintang lantai 3, diperoleh nilai momen – momen pada tumpuan seperti ditunjukkan dalam tabel 6.10. Momen tersebut diambil nilai maksimum dari beberapa kombinasi pembebanan.

Balok	BL197	BL198	BL199
Mom (-)	-41946.20	-42612.60	-43890.85
Mom (+)	33110.67	32420.98	32364.28
Σ			= 226346

Tabel 6.11. Momen Tumpuan Balok Lantai 3

Dicoba untuk BL198, disamakan nilai momen positif dan negatif = 35000 kg.m

Cek momen negatif : $[(41946,20 - 35000) / 41946,20] \times 100 \% = 16,56 \% < 30 \% \text{ OK !}$

Untuk bentang lain dicoba dengan menyamakan momen negatif = 39100 kg.m

Cek momen negatif : $[(43890,85 - 39100) / 43890,85] \times 100 \% = 10,91 \% < 30 \% \text{ OK !}$

Sisa momen yang ada = $226346 - [(2 \times 35000) + (2 \times 39100)] = 78146 \text{ kg.m}$

Momen positif disamakan : $63618 / 2 = 39073 \text{ kg.m}$

Cek : $(39073 / 39100) \times 100 \% = 99,98 \% > 50 \% \text{ OK !}$

Maka dengan demikian momen tumpuan balok lantai 2 hasil redistribusi menjadi

Balok	BL197	BL198	BL199
Momen (-)	39100	35000	39100
Momen (+)	39073	35000	39073
Σ			= 226346

Tabel 6.12. Momen Tumpuan Balok Lantai 3 Hasil Redistribusi



6.8.2. Penulangan Lentur Balok

Data – data yang digunakan untuk penulangan balok melintang lantai 3 :

- Tinggi Balok = 50 cm
- Lebar Balok = 35 cm
- Mu = 39100 kgm
- Diameter tulangan utama = \varnothing 28 mm ($A_s = 615,44 \text{ mm}^2$)
- Diameter tulangan sengkang = \varnothing 12 mm ($A_s = 113,04 \text{ mm}^2$)
- Decking = 40 mm
- d' = $40 + 12 + 28 + 25/2 = 92,5 \text{ mm}$
- d = $500 - d' = 407,5 \text{ mm}$
- ρ_{maks} = 0,025 (SK SNI – 03 – xxxx – 2001 ps. 21.3.2.(1))

Beberapa persyaratan yang perlu dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa dan direncanakan memikul lentur, seperti yang disyaratkan dalam SK SNI 03 – xxxx – 2001 ps. 21.3.1, adalah :

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1 \cdot A_g \cdot f_c'$
2. Bentang bersih minimum balok = $700 > 4d = 4 \times 43,4 = 173,6 \text{ cm} \dots \text{OK}$
3. Perbandingan Lebar / tinggi balok = $35 / 50 = 0,7 > 0,3 \dots \text{OK}$
4. a. Lebar = 350 mm $> 250 \text{ mm} \dots \text{OK}$
 b. Lebar = 35 cm $< \text{lebar komponen pendukung} + (\frac{3}{4} \times \text{tinggi balok})$
 $< 75 + (\frac{3}{4} \times 50) = 112,5 \text{ cm} \dots \text{OK}$

Selain itu, sesuai dengan persyaratan yang ditetapkan dalam SK SNI 03 – xxxx – 2001 ps. 10.5.1. luasan tulangan sepanjang balok tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}
 - A_{s \min} &= \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} b_w \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} \times 350 \times 407,5 = 488,243 \text{ mm}^2 \\
 - A_{s \min} &= \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d = \frac{1,4}{400} \times 350 \times 407,5 = 499,188 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan !!)}
 \end{aligned}$$

❖ Penulangan Tumpuan Balok

Untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja, maka penulangan kedua ujung sebuah balok didesain sama.

Luas tulangan dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$\delta = \frac{As'}{As} = 0,5$$

$$Rn = \frac{(1-\delta).Mu}{\phi.b.d^2} = \frac{(1-0,5).391000000}{0,8.350.407,5^2} = 4,20 \text{ Mpa}$$

$$\rho\delta = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.15,686.4,20}{400}}\right) = 0,011$$

$$\rho' = \frac{\delta.Mu}{0,8.fy.(d-d').b.d} = \frac{0,5.391000000}{0,8.400.(407,5-92,5).350.407,5} = 0,014$$

$$\rho = \rho\delta + \rho' = 0,011 + 0,014 = 0,025 > \rho_{\min} = 0,0035$$

$$As = \rho.b.d = 0,025 \cdot 350 \cdot 405 = 3543,75 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan 6 D 28}$$

$$As' = \rho'.b.d = 0,014 \cdot 350 \cdot 405 = 1984,50 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipakai tulangan 4 D 28}$$

❖ Penulangan Lapangan Balok

SK SNI – 03 xxxx – 2001 ps. 21.3.2.(2) mensyaratkan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari 25% nilai momen maksimum absolut di muka tumpuan.

Untuk balok BL197, dari output SAP2000 diperoleh : nilai momen maksimum lapangan $4880,45 \text{ kg.m} < 25\% \times 39100 = 9775 \text{ kg.m}$. Jadi dipakai momen lapangan 9775 kg.m

Untuk penulangan lapangan, balok akan dianalisa sebagai balok T. Dimana lebar flens efektif didapat dari : (SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 8.10.2)

$$b_e \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 700 = 175 \text{ cm} \quad (\text{menentukan !})$$

$$\leq b_w + 16t = 35 + 16 \cdot 15 = 275 \text{ cm}$$

$$\leq b_w + L_n = 35 + 765 = 800 \text{ cm}$$

$$Mu = 9775 \text{ kg.m} = 0,98 \cdot 10^8 \text{ N.mm}$$

$$Mn = Mu / 0.8 = 1,222 \cdot 10^8 \text{ N.mm}$$

Direncanakan tulangan lapangan momen positif tulangan ulir 2 – D28 mm.

$$(As = 1230,88 \text{ mm}^2 \text{ } As > As_{\min})$$

$$c = \frac{As \times fy}{\beta \times 0,85 \times f'c \times b_e} = \frac{1230,88 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 1750} = 12,98 \text{ mm}$$

karena $c < t$; $12,98 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$, maka balok anak adalah balok T palsu dan dianggap sebagai balok persegi biasa.

$$a = c \times \beta = 12,98 \times 0,85 = 11,033 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= \phi As f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,8 \times 1230,88 \times 400 \times \left(407,5 - \frac{11,033}{2} \right) \\ &= 483000000 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$Mu = 97750000 \text{ N.mm}$$

$$Mu < \phi Mn \quad (\text{memenuhi syarat!})$$

maka tulangan lapangan momen positif dipakai tulangan ulir 2 – D28 mm

$$(As = 1230,88 \text{ mm}^2)$$

dan tulangan momen negatif dipakai tulangan ulir 2 – D28 mm ($As' = 1230,88 \text{ mm}^2$)

6.8.3. Penulangan Geser Balok

❖ Perhitungan Gaya Geser Pada Tumpuan Balok

$$V = (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / Ln + Vg$$

$$M_{pr}^{+/-} = A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 f'_c b}$$

Vg = gaya geser akibat beban gravitasi

a) Momen Tumpuan Negatif

Untuk balok BL197, pada tumpuan momen negatif diperoleh :

$$a = \frac{3692,64 \times (1,25 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 350} = 206,87 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = 3692,64 \times 1,25 \times 400 \left(407,5 - \frac{206,87}{2} \right) = 561400747,8 \text{ N.mm}$$

b) Momen Tumpuan Positif

Untuk balok BL197, pada tumpuan momen positif diperoleh :

$$a = \frac{2461,76 \times (1,25 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 350} = 137,91 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = 2461,76 \times 1,25 \times 400 \left(407,5 - \frac{137,91}{2} \right) = 416705976,8 \text{ N.mm}$$

❖ Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.3.3.

$$\begin{aligned} s < d / 4 &= 434 / 4 = 108,5 \text{ mm} \rightarrow \text{daerah sendi plastis} \\ s < d / 2 &= 434 / 2 = 217 \text{ mm} \rightarrow \text{diluar daerah sendi plastis} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} s < d / 4 \\ s < d / 2 \end{aligned}} \right\} \text{menentukan}$$

$$s < 8 \times \phi \text{ tulangan memanjang} = 8 \times 28 = 224 \text{ mm}$$

$$s < 24 \times \phi \text{ tulangan sengkang} = 24 \times 12 = 288 \text{ mm}$$

Untuk penulangan geser balok menggunakan $M_{pr}^{+/-}$ balok.

$$L_n = 7000 - 350 = 6650 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^{+} = 561400747,8 \text{ N mm} = 561,4007478 \text{ KNm}$$

$$M_{pr}^{-} = 416705976,8 \text{ N mm} = 416,7059768 \text{ KNm}$$

Gaya geser total didaerah sendi plastis (muka kolom s/d 2 d) :

Gaya geser akibat beban gravitasi dimuka kolom (dari output SAP 2000) :

$$V_g = 6944,042 \text{ kg} = 69440,42 \text{ N}$$

Akibat M_{pr} dengan metode keseimbangan gaya diperoleh reaksi diujung – ujung balok V_A dan V_B sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_{A \text{ Gempa}} &= - V_{B \text{ Gempa}} = \{ M_{pr}^{+} + M_{pr}^{-} \} / L_n \\ &= \{ 561400747,8 + 416705976,8 \} / 6250 \\ &= 156497,08 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser total :

$$\begin{aligned} V_{u,A} &= V_{gempa} + V_{gravitasi} \\ &= 156497,08 + 69440,42 \\ &= 225937,50 \text{ N} \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u,B} &= V_{gempa} + V_{gravitasi} \\ &= - 156497,08 + 69440,42 \\ &= -87056,66 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c = 0 \text{ (kemampuan geser beton didaerah sendi plastis tidak diperhitungkan)}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_{u,a} / \Phi - V_c \\ &= (225937,50 / 0,8) - 0 = 282421,87 \text{ N} \end{aligned}$$

Diameter sengkang = 12 mm

$$A_v = 2 \times 113,04 \text{ mm}^2 = 226,08 \text{ mm}^2 \quad (\text{SK SNI-03-xxxx-2001 ps. 11.5.6.(3)})$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{226,08 \times 400 \times 405}{282421,87} = 130,782 \text{ mm} > s \text{ maks}$$

jarak terpasang ϕ 12 – 100 sejauh 100 cm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom.

Gaya geser total diluar sendi plastis ($> 2 d$) :

Langkah pertama adalah menentukan besarnya gaya geser yang bekerja pada jarak 1000 mm dari muka kolom (akhir dari daerah sendi plastis)

$$\begin{aligned} V_{1000} &= V_A - (1000 / L_n) (V_A + V_B) \\ &= 225937,50 - (1000 / 6250) (225937,50 + 87056,66) \\ &= 175858,43 \text{ N} \end{aligned}$$

Dimana untuk daerah di luar sendi plastis ini, kuat geser beton turut diperhitungkan yakni sebesar :

(SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 11.3.1.(1))

$$\begin{aligned} V_c &= (1 / 6) \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= (1 / 6) \sqrt{30} (350 \times 407,5) = 130198,22 \text{ N} \\ V_s &= V_{u,b/\Phi} - V_c \\ &= (175858,43 / 0,8) - 130198,22 = 89624,82 \text{ N} \end{aligned}$$

Diameter sengkang = 12 mm

$$A_v = 2 \times 113,04 \text{ mm}^2 = 226,08 \text{ mm}^2 \quad (\text{SK SNI-03-xxxx-2001 ps. 11.5.6.(3)})$$

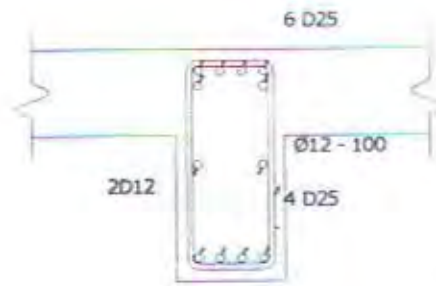
$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{226,08 \times 400 \times 434}{89624,82} = 411,17 \text{ mm} > s \text{ maks}$$

(jarak terpasang ϕ 12 – 200)



Tulangan Lapangan



Tulangan Tumpuan

Gambar 6.2. Penulangan pada Balok BL197

6.8.4. Penulangan Lentur Kolom

Untuk contoh penulangan, akan digunakan kolom eksterior KLM33 yang terletak pada lantai 3 (lihat lampiran II untuk sejarahnya).

Pertama-tama akan dihitung terlebih dahulu nilai momen ultimate balok akibat tulangan terpasang.

Akibat tulangan terpasang pada balok melintang :

$$\phi M_n^{+/-} = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$\text{dimana } a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

maka :

$$a^+ = \frac{3692,64 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 165,496 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n^+ &= 0,85 \times 3692,64 \times 400 (405 - 165,496 / 2) \\ &= 407725061,2 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen di As kolom : } \phi M_{n, \text{as kolom}}^+ = 7000 / 6250 \times \phi M_n^+ = 456652068,5 \text{ N.mm}$$

$$a^+ = \frac{2461,76 \times 400}{0,85 \times 30 \times 350} = 110,331 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n^+ &= 0,85 \times 2461,76 \times 400 (407,5 - 110,331 / 2) \\ &= 294903421 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen di As kolom : } \phi M_{n, \text{as kolom}}^+ = 7000 / 6250 \times \phi M_n^+ = 330291831,5 \text{ N.mm}$$

$$\Sigma M_g = 456652068,5 + 330291831,5 = 786943900 \text{ N.mm}$$

Diasumsikan bahwa momen balok tersebut ditahan oleh kolom atas dan kolom bawah dengan proporsi terbalik terhadap panjang kolom. Karena panjang kolom adalah sama di semua lantai maka :

$$\begin{aligned}\phi M_{n \text{ kolom atas}} &= \phi M_{n \text{ kolom bawah}} \\ &= \frac{1}{2} \Sigma M_g = 393471950 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\text{Momen muka joint : } \phi M_{n \text{ muka joint}} = 3400 / 4000 \phi M_n = 334451157,5 \text{ N.mm}$$

Akibat tulangan terpasang pada balok memanjang (lantai 3)

$$a^- = \frac{4308,08 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 168,944 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n^- &= 0,85 \times 4308,08 \times 400 (505 - 168,944 / 2) \\ &= 615966980,8 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\text{Momen di As kolom : } \phi M_{n, \text{as kolom}}^- = 8000 / 7250 \times \phi M_n^- = 679687702,9 \text{ N.mm}$$

$$a^+ = \frac{2461,76 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 96,540 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n^+ &= 0,85 \times 2461,76 \times 400 (507,5 - 96,540 / 2) \\ &= 382282443,3 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\text{Momen di As kolom : } \phi M_{n, \text{as kolom}}^+ = 8000 / 7250 \times \phi M_n^+ = 421828903 \text{ N.mm}$$

$$\Sigma M_g = 615966980,8 + 421828903 = 1101516606 \text{ N.mm}$$

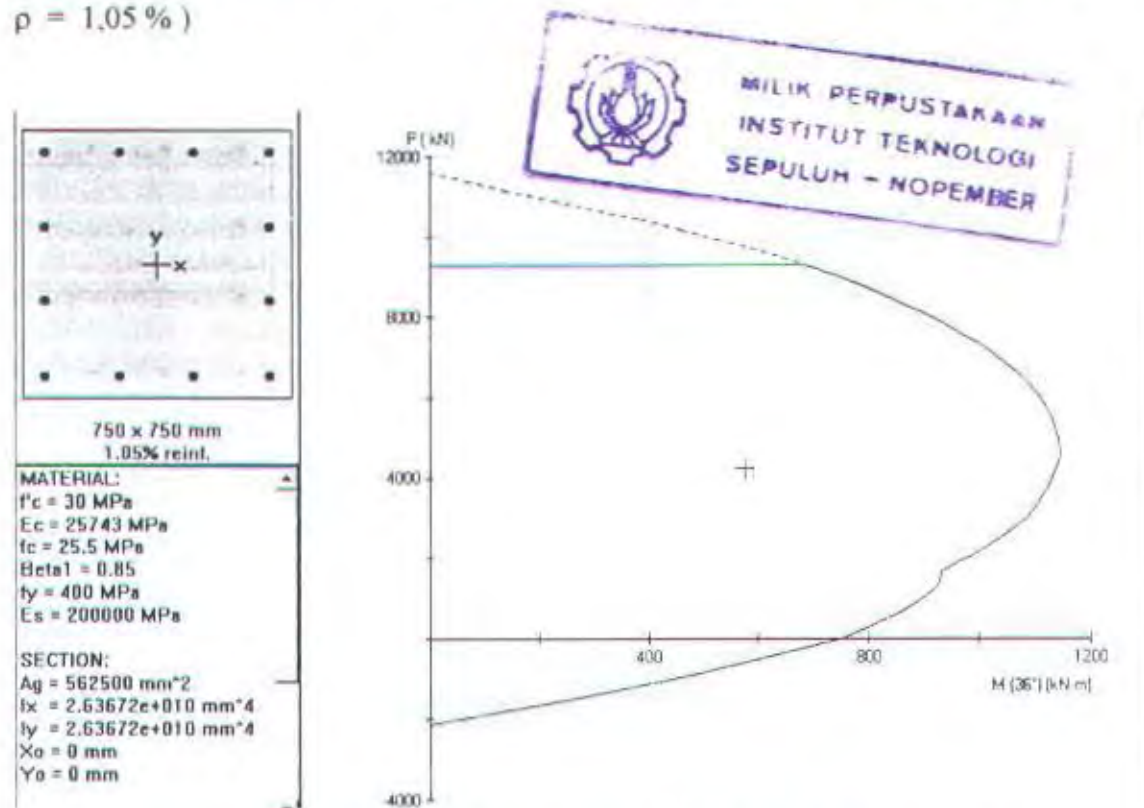
$$\begin{aligned}\phi M_{n \text{ kolom atas}} &= \phi M_{n \text{ kolom bawah}} \\ &= \frac{1}{2} \Sigma M_g = 550758303 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\text{Momen muka joint : } \phi M_{n \text{ muka joint}} = 3400 / 4000 \phi M_n = 468144557,5 \text{ N.mm}$$

Selanjutnya tulangan kolom akan dicari dengan program bantu *PCACOL v3.00* (Gambar 5.3), dimana data-data yang akan dimasukkan adalah :

- $P_u = 335529,3 \text{ kgf} = 3355,293 \text{ kN}$ (dari hasil output SAP2000)
- Dimensi kolom = $750 \times 750 \text{ mm}^2$
- Selimut beton = 50 mm
- $\phi M_{n x} = 468144557,5 \text{ N.mm} = 468,14 \text{ KN.m}$
- $\phi M_{n y} = 334451157,5 \text{ N.mm} = 334,45 \text{ KN.m}$
- $\phi P_n = 3355,293 \text{ KN}$

Maka akan diperoleh nilai tulangan untuk kolom KLM33 : 12 – D25 ($A_s = 5892 \text{ mm}^2$,
 $\rho = 1,05 \%$)



Gambar 6.3. Hasil Analisa PCA COL v 3.00 untuk kolom KLM33

6.8.5. Penulangan Transversal Kolom

- Berdasarkan Persyaratan Minimum Peraturan**

Sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.4., penulangan transversal khusus dibutuhkan sejarak l_o dari kedua ujung kolom, dimana :

$$l_o > h_{\text{balok}} = 600 \text{ mm (menentukan!)}$$

$$l_o > (1/6) l_{\text{n kolom}} = (1/6) (4000 - 600) = 566,67 \text{ mm}$$

$$l_o > 500 \text{ mm}$$

sehingga l_o akan diambil sejarak 600 mm dari muka joint.

Dan sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.2, spasi maksimum yang diijinkan untuk tulangan transversal dalam jarak 600 mm tersebut adalah :

$$s < 1/4 \text{ dimensi terkecil komponen struktur} = 1/4 \cdot 750 = 187,5 \text{ mm}$$

$$s < 6 \times \text{diameter tulangan longitudinal} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm (menentukan!!)}$$

Luasan penampang minimum tulangan transversal (A_{sh}) adalah yang yang terbesar dari kedua persamaan :

(SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.1)

$$A_{sh} = \frac{0.3sh_c f_c'}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = \frac{0.09sh_c f_c'}{f_{yh}}$$

dimana : s = jarak spasi tulangan transversal

h_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekan tersebut.

A_g = luas penampang kolom

A_{ch} = luas penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal

f_{yh} = kuat leleh tulangan transversal

Dengan menggunakan spasi 80 mm, $f_{yh} = 400$ MPa, deking beton 50 mm, dan direncanakan tulangan transversal Ø12 ($A_s = 113.04 \text{ mm}^2$), akan diperoleh :

$$A_{sh} = \frac{0.3 \times 80 \times [750 - (2 \times 50) - 12] \times 30}{400} \left[\left(\frac{750^2}{(750 - 100)^2} \right) - 1 \right]$$

$$= 380,53 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan!!)}$$

$$A_{sh} = \frac{0.09 \times 80 \times [750 - 100 - 12] \times 30}{400} = 344,52 \text{ mm}^2$$

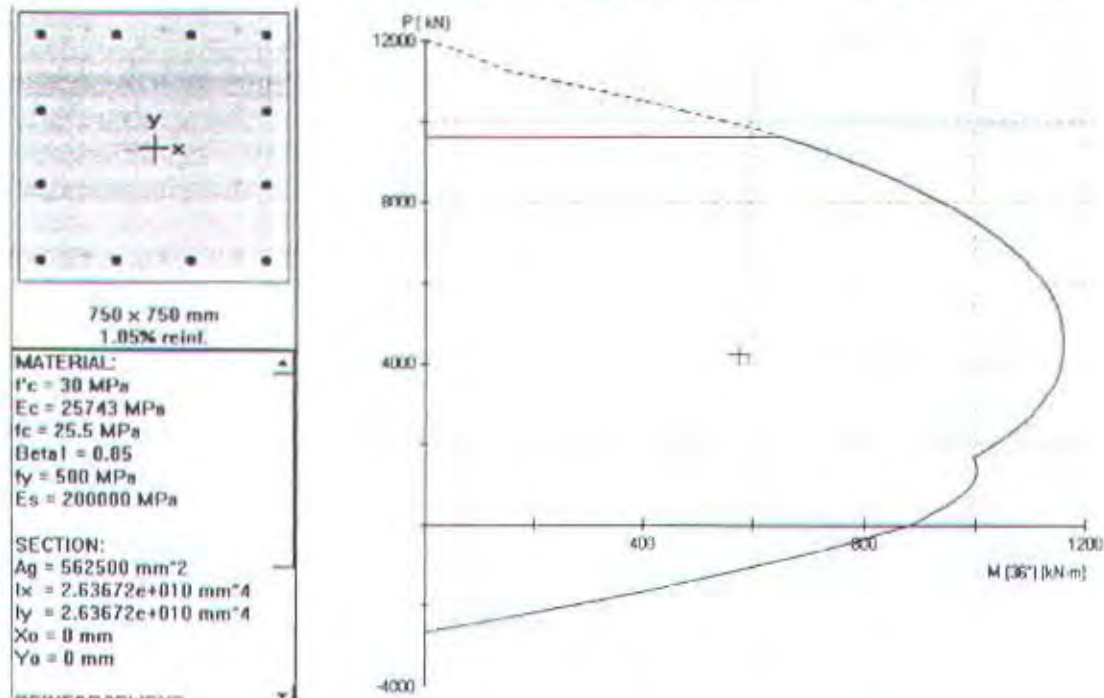
maka digunakan Ø12 dengan 2 tulangan silang ($A_s = 4 * 113.04 = 452,16 \text{ mm}^2$) dengan spasi 80 mm (lihat gambar 5.5 untuk sket penulangan transversal)

Untuk daerah di luar l_o , sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.4.6, tulangan transversal harus dipasang dengan tidak melebihi 6 x diameter tulangan memanjang ($= 6 * 25 = 150 \text{ mm}$) atau 150 mm. Maka untuk daerah di luar l_o , akan dipasang tulangan transversal Ø12 - spasi 150 mm.

• Berdasarkan Kebutuhan Gaya Geser

Sama halnya seperti pada balok, gaya geser desain untuk kolom akan ditentukan dengan mempertimbangkan gaya-gaya maksimum yang dapat timbul di muka joint pada tiap-tiap ujung kolom SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.5.1. Gaya-

gaya pada joint akan ditentukan dengan berdasarkan M_{pr} (*maximum probable moment strength*) baik akibat tulangan terpasang pada kolom maupun pada balok.



Gambar 6.4 Diagram Interaksi kolom KLM33 ($f_y = 500$ MPa, $\phi = 1.0$)

M_{pr} akibat tulangan terpasang pada kolom dihitung dengan faktor reduksi kekuatan = 1.0 dan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik = $1.25 f_y = 500$ MPa. Dengan mengasumsikan bahwa M_{pr} adalah sama dengan nilai momen pada titik keseimbangan, maka dari gambar 5.4 dapat diambil nilai $M_{pr} = 1150$ kN.m

Maka diperoleh nilai V_u pada ujung kolom berdasar M_{pr} :

$$V_{u1} = (1150 \times 2) / (4 - 0,6) = 676,47 \text{ kN}$$

Sedang M_{pr} akibat tulangan terpasang pada balok yang berada pada joint kolom didapat dari (untuk nilai M_{pr}^+ dan M_{pr}^- lihat kembali bab 5.7.3):

$$\begin{aligned} V_{u2,x} &= (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / l_n \\ &= (550,40 + 865,73) / (4 - 0,6) = 416,509 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u2,y} &= (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / l_n \\ &= (416,71 + 561,40) / (4 - 0,6) = 287,679 \text{ kN} \end{aligned}$$

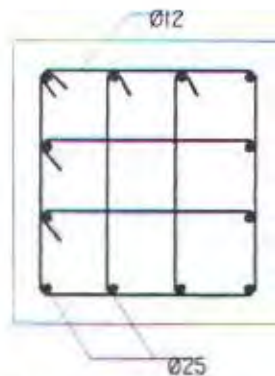
$$V_{u2} \text{ yang diterima kolom} = V_{u2,x} + V_{u2,y} = 704,188 \text{ kN}$$

Dengan membandingkan nilai V_{u1} dan V_{u2} maka yang menentukan adalah yang terbesar yakni V_{u1} . Karena gaya-gaya aksial berfaktor (akibat kombinasi 1 dan 2) untuk kolom lebih kecil daripada $A_g f_c / 20 = (750 \times 750) \times 30 / 20 = 843,75 \text{ kN} = 84375 \text{ kg}$, maka sesuai SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.4.5.2 nilai V_c harus diambil = 0.

$$V_s = A_v f_y d / s = 452,16 \times 400 \times 507,5 / 80 = 1146,677 \text{ kN}$$

dimana nilai-nilai A_v dan s diambil dari perhitungan tulangan transversal pada bab sebelumnya.

Karena nilai $V_s > V_{u1}$, maka penulangan transversal sesuai persyaratan minimum yang telah dihitung pada bab sebelumnya dianggap mencukupi, yakni $\emptyset 12$ dengan 2 tulangan silang pada jarak spasi 80 mm, dipasang sejarak 600 mm dari ujung-ujung kolom.



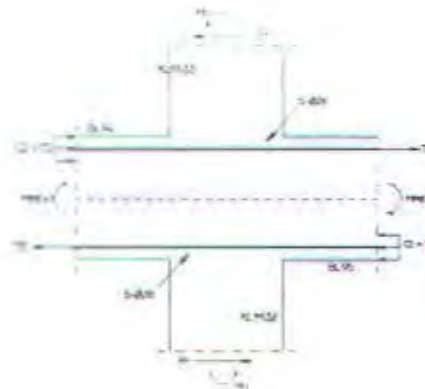
Gambar 6.5 Contoh Sket Penulangan untuk Kolom

6.8.6. Sambungan Balok - Kolom

SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.5.2.1. mensyaratkan bahwa tulangan transversal seperti yang dirinci dalam ps. 21.4.4. harus dipasang pula dalam sambungan antara balok-kolom, kecuali jika sambungan tersebut dikekang oleh komponen struktural seperti yang disyaratkan dalam ps. 21.5.2.2.

Pada sambungan balok-kolom interior dimana terdapat pada keempat sisi kolom terdapat balok, sesuai ps. 21.5.2.2, spasi maksimum diperbolehkan mencapai 150 mm. Akan tetapi demi alasan kemudahan detailing dan pengerjaan, tulangan transversal $\emptyset 12$ dengan spasi 80 mm akan dipergunakan.

Selanjutnya perlu dicek kekuatan geser sambungan. (lihat gambar 6.6)



Gambar 6.6. Analisa Geser pada Beam Colomn Joint Interior lantai 2

Dari perhitungan sebelumnya (bab 5.7.3) didapatkan :

$$M_{pr}^{-} = 561400747,8 \text{ N.mm}$$

$$M_{pr}^{+} = 416705976,8 \text{ N.mm}$$

Maka didapat :

$$M_u = (M_{pr}^{-} + M_{pr}^{+}) / 2 = 489053362,3 \text{ N.mm}$$

$$V_h = 2.M_u / (4000 - 600) = 287678,45 \text{ N}$$

$$(6\phi 28) : T_1 = 1.25 f_y A_{s1} = 1847256,48 \text{ N}$$

$$(4\phi 28) : C_2 = T_2 = 1.25 f_y A_{s2} = 1231504,32 \text{ N}$$

$$\text{Gaya geser bersih pada joint} : V_{uj} = T_1 + C_2 - V_h = 2791082,35 \text{ N}$$

Berdasar SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.5.3.1 untuk hubungan balok-kolom yang terkekang kedua sisinya, nilai kekuatan gesernya dihitung berdasarkan :

$$\phi V_c = \phi 1,7 \sqrt{f_c'} A_j$$

$$= 0,85 * 1,7 * \sqrt{30} * (750 * 750) = 4451957,41 \text{ N} > V_{uj} \dots \text{OK!!!}$$

6.8.7. Tulangan Shearwall

Shearwall adalah bagian dari sistem penahan lateral dan harus didesain secara khusus sesuai dengan SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.6.

▪ Data Perencanaan pada shearwall lantai dasar :

- M_u top = 4673,065 kgm
- M_u bottom = 4393,425 kgm
- P_u = 537432,32 kg
- V_u = 846,04 kg
- b_w = 200 mm

$$- l_w = 7000 \text{ mm}$$

▪ Perhitungan Kebutuhan Boundary Element

Boundary element adalah batang seperti kolom yang berada pada ujung shearwall dan menyatu dengan penampang dinding geser.

Berdasarkan SK SNI - 03 - xxxx - 2001 ps. 21.6.6 shearwall tidak memerlukan boundary element dengan syarat :

1. $P_u < 0.1 A_g f_c$ untuk penampang dinding yang simetris
 $P_u < 0.05 A_g f_c$ untuk penampang dinding yang tidak simetris
2. $\frac{M_u}{V_u l_w} \leq 1$
3. $V_u \leq 0.25 A_{cv} \sqrt{f'c}$ dan $\frac{M_u}{V_u l_w} \leq 3$

Syarat-syarat :

- 1) $P_u < 0.1 A_g f_c \rightarrow 537432,32 \text{ kg} < 0.1 \times (200 \times 7000) \times 30$
 $537432,32 \text{ kg} > 4200000 \text{ kg} \rightarrow \text{not ok}$
- 2). $\frac{M_u}{V_u l_w} \leq 1 \rightarrow \frac{4673,0625}{846,04 \times 4} \leq 1$
 $0,78 < 1 \rightarrow \text{ok}$
- 3) $V_u \leq 0.25 A_{cv} \sqrt{f'c} \rightarrow 846,04 \leq 0.25 (200 \times 7000) \sqrt{30}$
 $8460,4 \text{ N} < 1917028,95 \text{ N} \rightarrow \text{ok}$

Karena ada yang tidak memenuhi syarat, maka memerlukan boundary element.

Desain Boundary Element

Boundary Element harus didesain untuk menahan gaya gravitasi pada dinding dan gaya lateral karena gempa.

Boundary element direncanakan 70 x 70 cm

Syarat tebal minimal Boundary element: (ps. 21.6.6.4.2)

$$\geq 300 \text{ mm}$$

Maksimum gaya aksial (P_u) pada Boundary Element pada lantai dasar

$$P_{u \text{ (Boundary Element)}} = 1,2 P_D + 1,6 P_L + 1,1 P_E$$

$$\begin{aligned} P_D \text{ (Boundary Element)} &= P_D \text{ (shearwall)} / 2 \\ &= 537432,32 / 2 = 268716,16 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_L \text{ (Boundary Element)} &= P_L \text{ (shearwall)} / 2 \\ &= 53088 / 2 = 26544 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_E \text{ (Boundary Element)} &= \frac{M_{E \text{ (shearwall)}}}{lw} + \frac{P_E}{2} \\ &= \frac{162874,94}{7} + \frac{945105}{2} = 495820,23 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u \text{ (Boundary Element)} &= 1,2 (268716,16) + 1,6 (26544) + 1,1 (495820,23) \\ &= 910332,045 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_u = \phi P_n = 0,8 \phi [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Persamaan diatas digunakan untuk menghitung luas tulangan pada boundary element.

$$910332,045 = 0,8 \times 0,8 \times [0,85 \times 30 (700^2 - A_{st}) + 400 A_{st}]$$

$$A_{st} = 4616,66 \text{ mm}^2$$

Rasio penulangan, ρ , harus lebih besar dari 1% dan kurang dari 6%:

$$\rho = A_{st}/A_g = 4616,66/700^2 = 0,010 \quad \text{ok}$$

$$(\text{pakai 12D25, } A_s = 5887,5 \text{ mm}^2)$$

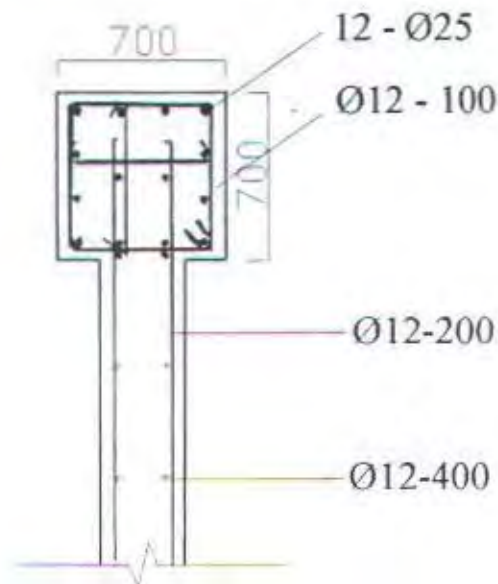
Tulangan sengkang :

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0,09 s hc \frac{f_c}{f_y h} \\ 0,3 s hc \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f_c'}{f_y} \end{cases}$$

dengan menggunakan spasi tulangan sengkang direncanakan 100 mm ($< S_{maks} = 150 \text{ mm}$) dan dipakai decking 50 mm,

$$\begin{aligned} A_{sh} &\geq \begin{cases} 0,09 \times 100 \times 400 \times \frac{30}{400} = 270 \text{ mm}^2 \\ 0,3 \times 100 \times 400 \times \left[\frac{700^2}{600^2} - 1 \right] \frac{30}{400} = 325 \text{ mm}^2 \text{ (luas terpakai)} \end{cases} \end{aligned}$$

dipakai 3 ϕ 12-100, $A_s = 339 \text{ mm}^2 > 325 \text{ mm}^2$



Gambar 6.7. Sketsa Penulangan Boundary Element

Desain Shearwall

Syarat-syarat :

$$V_u \geq 0.166 A_{cv} \sqrt{f_c'}$$

$$846,04 \text{ kg} \geq 0.166 \times (200 \times 7000) \times \sqrt{30}$$

$$8460,4 \text{ kg} \leq 1278019,3 \text{ N} \rightarrow \text{not ok.}$$

Sehingga harus menggunakan penulangan rangkap.

Batas atas kekuatan geser shearwall adalah :

$$\phi V_n = \phi 8 A_{cv} \sqrt{f_c'}$$

$$= 0,6 \times 8 \times (200 \times 7000) \times \sqrt{3} = 3680695,6 \text{ N} > V_u = 8450,4 \text{ N}$$

Kuat geser nominal :

$$V_n = A_{cv} [1/12 \alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho_n f_y]$$

Dimana :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_c = 1/4 \text{ untuk } h_w/l_w < 1,5 \\ \alpha_c = 1/6 \text{ untuk } h_w/l_w \geq 2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{dengan } h_w/l_w = 400/20 = 20 \\ \text{maka } \alpha_c = 1/6 \end{array}$$

dengan menggunakan ϕ 12, spasi 20 cm ;

$$\rho_n = \frac{2 \times (0.25 \times \pi \times 12^2)}{200 \times 200} = 0,0057$$

$$\begin{aligned} V_n &= (200 \times 7000) \times [1/12 \times 1/6 \times \sqrt{30} + 0.0057 \times 400] \\ &= 3298501,61 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.6 V_n = 0.6 \times 3298501,6 \\ &= 1979100,97 \text{ N} > 8460,4 \text{ N (ok.)} \end{aligned}$$

Penulangan vertikal

Syarat-syarat :

- $\rho_v > \rho_n$, jika $h_w/l_w > 2.0$
- $\rho_v \text{ min} = 0.0025$, digunakan jika $h_w/l_w > 2.0$

Sehingga luasan tulangan arah vertikal :

$$A_{sv} = 0.0025 \times 200 \times 1000 = 500 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Dengan menggunakan $\phi 12$:

$$S = \frac{2 \times (0.25 \times \pi \times 12^2)}{500} = 0,452 \text{ m}$$

(pakai $\phi 12$ jarak 40 cm)

6.9. REKAP HASIL PERHITUNGAN PENULANGAN

Berikut akan disajikan hasil selengkapnya penulangan struktur berdasarkan analisa linear yang telah dilakukan dan sesuai dengan peraturan SK SNI – 03 – xxxx – 2001.



6.9.1. Tulangan Balok

Letak	Balok Lantai	Tulangan	
Tumpuan	1	Atas	4 D 25
		Bawah	2 D 25
	2	Atas	5 D 25
		Bawah	3 D 25
	3 ~ 10	Atas	6 D 25
		Bawah	4 D 25
Lapangan	Semua Lantai	Atas	2 D 25
		Bawah	2 D 25

(a) $L_x = 7$ meter (melintang)

Letak	Balok Lantai	Tulangan	
Tumpuan	Semua Lantai	Atas	6 D 25
		Bawah	3 D 25
Lapangan	Semua Lantai	Atas	3 D 25
		Bawah	5 D 25

(b) $L_x = 8$ meter (memanjang)

Tabel 6.13. Penulangan Lentur Balok

Letak	Balok Lantai	Tipe	Tulangan
Sendi Plastis	Semua Lantai	Melintang	Ø12 - 100
		Memanjang	Ø12 - 75
Luar Sendi Plastis	Semua Lantai	Melintang	Ø12 - 200
		Memanjang	Ø12 - 175

Tabel 6.14. Penulangan Geser Balok

6.9.2. Tulangan Kolom

Khusus untuk penulangan kolom terbagi menjadi 4 tipe per lantai, yaitu tipe A (kolom eksterior sudut gedung), tipe B (kolom eksterior sisi melintang gedung), tipe C (kolom eksterior sisi memanjang gedung) dan tipe D (interior) untuk lebih jelasnya lihat gambar 5.7. Dengan catatan, yang dimaksud dengan kolom lantai i adalah kolom yang terletak dibawah level i . Sehingga yang dimaksud dengan kolom lantai 10 adalah kolom yang terletak di bawah level atap.



Gambar 6.8. Tipe Penulangan Kolom

Lantai	Tipe	Tulangan Lentur	ρ (%)	Tulangan Transversal	
				$\leq l_0$	$> l_0$
1 – 2	A	12 D 25	1,05	Ø12 spasi 80 mm	Ø12 spasi 150 mm
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	16 D 25	1,40		
3 – 6	A	12 D 25	1,05		
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	16 D 25	1,40		
7 – 10	A	12 D 25	1,05		
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	16 D 25	1,40		

Keterangan :
 - l_0 berjarak 600 mm diukur dari muka joint
 - untuk tul.transversal, digunakan 2 tulangan silang selain tulangan sengkang biasa (lihat Gb.6.5)

Tabel 6.15. Penulangan Kolom

BAB VII

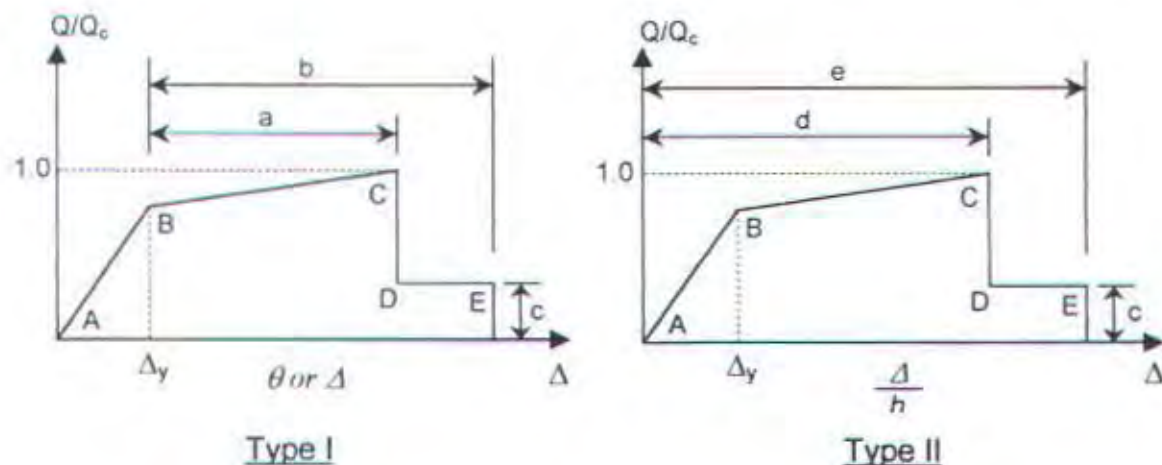
ANALISA PUSHOVER

7.1. ANALISA STATIK NON-LINEAR

Analisa statik non-linear dapat dilakukan setelah analisa statik linear selesai dilakukan. Karena produk hasil dari analisa statik linear inilah yang akan diuji pada analisa statik non-linear. Adapun hasil dari analisa statik linear ini adalah berupa tulangan dari seluruh komponen struktur yang ada. Dan dalam tugas akhir ini analisa statik nonlinear yang digunakan adalah analisa *pushover*..

Salah satu kelebihan utama analisa statik non-linear ini dibandingkan dengan analisa statik linear adalah analisa ini memungkinkan terjadinya respon non-linear pada komponen-komponen struktur akibat deformasi yang terjadi selama gedung mengalami pembebanan lateral yang besar, seperti pada saat terjadinya gempa.

Respon non-linear komponen-komponen struktur yang terjadi secara umum dapat diwakili oleh hubungan *load-deformation* seperti yang ditunjukkan oleh gambar 7.1 berikut ini.



Gambar 7.1 Hubungan Load-Deformation yang telah digeneralisasi

Gambar 7.1 tersebut menunjukkan suatu hubungan *load-deformation* yang telah digeneralisasi yang dapat diterapkan untuk kebanyakan elemen struktur beton. Q

menunjukkan beban yang diakibatkan oleh gaya lateral, sebagai Q_c adalah kemampuan / kapasitas elemen struktur.

Seperti yang terlihat, terdapat dua cara untuk menjelaskan deformasi :

Tipe I : Dalam kurva ini, deformasi diekspresikan langsung sebagai regangan, kurvatur, rotasi, ataupun perpanjangan. Parameter a dan b mengacu pada bagian dari deformasi yang terjadi setelah leleh, yaitu deformasi plastis. Parameter a , b , dan c didefinisikan secara numeris dalam tabel 7.1 sampai tabel 7.3 (sesuai dengan peraturan dalam FEMA-273, chap.6)

Tipe II : Dalam kurva ini, deformasi diekspresikan sebagai *shear angle* dan *tangential drift ratio*. Parameter d dan e mengacu pada deformasi total yang diukur dari awal. Parameter a , d , dan e juga didefinisikan secara numeris dalam tabel 7.1 sampai tabel 7.3 (sesuai dengan peraturan dalam FEMA-273, chap.6)

Adapun keterangan untuk gambar 7.1 adalah sebagai berikut :

- Titik A menunjukkan kondisi tanpa diberi beban.
- Garis A-B menunjukkan respons linier struktur, dengan turut memperhitungkan kekakuan retak masing-masing elemen struktur.
- Titik B adalah menyatakan kekuatan leleh efektif (*nominal yield strength*) elemen struktur.
- Garis B-C biasanya memiliki kemiringan 5% – 10% dari kemiringan garis A-B. Pada garis ini terjadi *strain hardening* yang biasanya dialami kebanyakan elemen struktur beton, dan memiliki efek penting dalam pendistribusian gaya-gaya internal antar elemen yang saling berdekatan.
- Titik C menyatakan kekuatan nominal (*nominal strength*) dari elemen struktur. Dimana pada titik ini bisa dianggap bahwa kemampuan untuk menahan gaya lateral telah hilang. Oleh karena itu, komponen utama sistem penahan gaya lateral dari struktur tidak diperbolehkan berdeformasi melewati titik ini.
- Penurunan secara drastis dari garis C-D menyatakan kegagalan inisial dari elemen. Biasanya kegagalan ini berkaitan dengan fenomena seperti retaknya tulangan longitudinal, pengelupasan beton, atau kegagalan geser mendadak.
- Ketahanan sisa (*residual resistance*) dari titik D-E mungkin bernilai nol dalam beberapa kasus atau tidak nol untuk kasus lainnya. Biasanya jika tidak terdapat

informasi tambahan, diasumsikan ketahanan sisa ini sama dengan 20% dari nilai kekuatan nominal. Tujuan utama dari adanya segmen ini adalah untuk memodelkan elemen struktur yang telah hilang kemampuan menahan gaya lateralnya, tapi masih mampu untuk menahan beban gravitasi.

- Titik E menyatakan kapasitas deformasi maksimum. Deformasi setelah melewati titik ini tidak diperbolehkan karena beban gravitasi tidak lagi mampu dipikul.

Selain itu, perlu dijelaskan sedikit pula tentang apa yang dimaksud dengan kriteria penerimaan (*acceptance criteria*). Kriteria penerimaan adalah batasan-batasan yang digunakan untuk mengevaluasi apakah suatu elemen telah mengalami kerusakan ataukah belum. Secara umum kriteria penerimaan ini ditentukan oleh dua jenis desain yaitu desain yang dikontrol oleh deformasi (*deformation-controlled*) dan desain yang dikontrol oleh gaya (*force-controlled*).

Pada desain yang dikontrol oleh deformasi, elemen diijinkan untuk berdeformasi melewati batas-batas elastisnya akibat beban lateral yang terjadi, tetapi dibatasi oleh kapasitas elemen tersebut. Sedangkan untuk desain yang dikontrol oleh gaya, elemen tidak diperbolehkan melewati batas elastisnya akibat beban lateral yang bekerja.

Conditions			Modelling Parameters ³			Acceptance Criteria ³				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
						Performance Level				
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexural ¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.005	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.05	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear ¹										
Stirup spacing $\leq d/2$			0.0	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Stirup spacing $\geq d/2$			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ¹										
Stirup spacing $\leq d/2$			0.0	0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Stirup spacing $\geq d/2$			0.0	0.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one condition i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value for the table.
2. Under the heading "Transverse Reinforcement", 'C' and 'NC' are abbreviations for conforming and non-conforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic region, closed stirrups are spaced at $\leq d/3$, and if, for the component of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups (V_s) is at least three – fourths of the design shear. Otherwise, the components is considered non-conforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table is permitted.

Tabel 7.1 Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modelling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
						Performance Level				
a		b	c	IO	LS	CP	LS	CP		
i. Columns controlled by flexural ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.015	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.015	0.025	0.2	0.005	0.01	0.015	0.01	0.025
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.0	0.005	0.015	0.01	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.005	0.01	0.005	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.0005	0.0005	-	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.005	0.0005	-	0.0	0.0	0.005	0.0	0.005
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.0	0.0	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ii. Columns controlled by shear ^{1,3}										
Hoop spacing $\leq d/2$ or $\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$										
			0.0	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
Other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^{1,3}										
Hoop spacing $\leq d/2$			0.01	0.02	0.4	1.0	1.0	1.0	0.01	0.02
Stirup spacing $\geq d/2$			0.0	0.01	0.2	1.0	1.0	1.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70 P _o ^{1,3}										
Conforming reinforcement over the entire length			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one condition i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value for the table.
2. Under the heading "Transverse Reinforcement", 'C' and 'NC' are abbreviations for conforming and non-conforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic region, closed stirrups are spaced at $\leq d/3$, and if, for the component of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups (V_s) is at least three – fourths of the design shear. Otherwise, the components is considered non-conforming.
3. To qualify, hoops must not be lap spliced in the cover concrete, and hooks must have hook embedded in the core or other details to ensure that hoops will be adequately anchored following spalling of cover concrete.
4. Linear interpolation between values listed in the table is permitted.

Table 7.2 Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures – Reinforced Concrete Columns

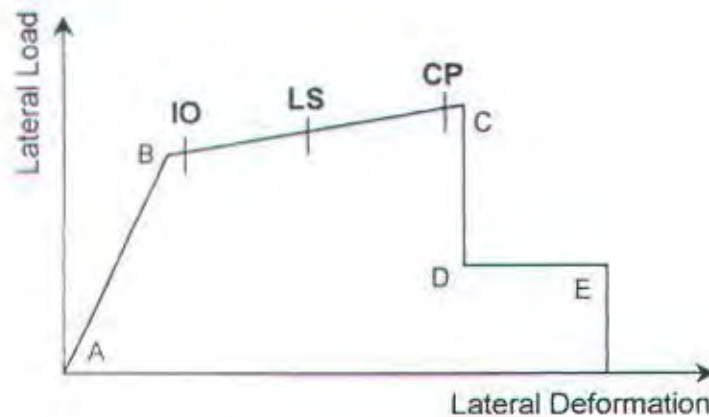
Conditions			Modelling Parameters			Acceptance Criteria				
			Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians					
					Component Type					
					Primary		Secondary			
					Performance Level					
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Shear walls and wall segment										
$\frac{(A_s - A_s')f_s + P}{t_w f_c}$	$\frac{S_{ur}}{t_w f_c}$	Confined Boundary ¹								
≤ 0.1	≤ 3	Yes	0.015	0.02	0.75	0.005	0.01	0.015	0.015	0.02
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.01	0.015	0.4	0.004	0.008	0.01	0.01	0.015
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.6	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.01	0.3	0.001	0.003	0.005	0.005	0.01
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.6	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.01	0.3	0.002	0.004	0.006	0.006	0.01
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.2	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004
ii. Columns supporting discontinuous shear walls										
Transverse reinforcement ²										
Conforming			0.01	0.015	0.2	0.003	0.007	0.01	n.a	n.a
Non conforming			0	0	0	0	0	0	n.a	n.a
			Chord Rotation, radians							
			d	e						
iii. Shear wall coupling beams										
Longitudinal and transverse reinforcement ³		$\frac{S_{ur}}{t_w f_c}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinf.		≤ 3	0.025	0.04	0.75	0.006	0.015	0.025	0.025	0.04
		≥ 6	0.015	0.03	0.5	0.005	0.01	0.015	0.015	0.03
Conventional longitudinal reinforcement with non-conforming transverse reinf.		≤ 3	0.02	0.035	0.5	0.006	0.012	0.02	0.02	0.036
		≥ 6	0.01	0.025	0.25	0.005	0.008	0.01	0.01	0.025
Diagonal reinforcement		n.a	0.03	0.05	0.8	0.006	0.018	0.03	0.03	0.05

1. Requirements for a confined boundary are the same as those given in ACI 318-95
2. Requirements for conforming transverse reinforcements are : (a) closed stirrups over the entire length of the column at spacing $\leq d/2$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq$ required shear strength of column.
3. Conventional longitudinal reinforcement consist of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the beam. Conforming transverse reinforcement consist of : (a) closed stirrups over the entire length of the beam at spacing $\leq d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq \frac{1}{4}$ of required shear strength of beam

Tabel 7.3 Modelling Parameter and Numerical Acceptance Criteria for Non-Linear Procedures Members controlled by Flexure

7.2. ANALISA PUSHOVER DENGAN SAP2000

Seperti yang telah disinggung pada bab sebelumnya, analisa statik non-linear yang akan digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah analisa Pushover dengan memakai bantuan program komputer SAP2000. Dimana untuk program ini, ada beberapa istilah mengenai kriteria penerimaan yang perlu diberikan, yaitu :



Gambar 7.2 Acceptance Criteria

Keterangan gambar 5.2 :
 IO = Immediate Occupancy
 LS = Life Safety
 CP = Collapse Prevention

Analisa Pushover adalah analisa displacement struktur dengan beban gempa statik equivalent yang besarnya beban ditingkatkan berangsur-angsur secara proporsional sampai struktur mencapai suatu *performance level* tertentu. Ada tiga hal penting yang akan dihasilkan oleh analisa pushover ini, yakni kurva kapasitas struktur, mekanisme keruntuhan struktur tersebut, serta *performance-point* yang merupakan perpotongan kurva *capacity* dan *demand*.

Kemampuan dari suatu struktur untuk menahan gaya lateral yang bekerja dapat dilihat dari kurva kapasitasnya. Sedangkan mekanisme keruntuhan struktur dapat dilihat melalui gambaran letak sendi-sendi plastis yang terjadi serta taraf kerusakan dari sendi plastis tersebut sesuai kriteria penerimaan seperti IO, LS, atau CP.

Adapun langkah-langkah yang akan dilakukan untuk menjalankan analisa pushover ini di SAP2000 adalah sebagai berikut :

1. Pembuatan model struktur di SAP2000 yaitu balok, kolom, dan *shearwall* dimodelkan sebagai *frame*. Sekali lagi digunakan *end-offset* untuk menampilkan efek penampang.

2. Pendefinisian beban mati dan hidup (sama seperti pada bab 6)
3. Pemasangan tulangan lentur pada masing-masing komponen sesuai hasil perhitungan dari bab 6.
4. Pendefinisian beban pushover (beban *PUSH*)
5. Pendefinisian *hinge properties* dan letaknya.
6. Pendefinisian analisa pushover.
7. Running analisa statik dilanjutkan dengan analisa pushover.

Berikut akan diberikan penjelasan singkat untuk masing-masing langkah :

Langkah 1 : Langkah ini sama seperti yang dilakukan pada saat kita melakukan analisa linear pada bab 6 sebelumnya. Struktur rangka, baik balok, kolom, maupun *shearwall* dimodelkan sebagai *frame*. Kemudian untuk menampilkan efek penampang digunakan *end-offset*, sedangkan efek kekakuan akibat pelat lantai diwakili oleh fasilitas *constraint-diaphragm*.

Langkah 2 : Sekali lagi beban-beban mati dan hidup untuk balok masing-masing lantai akan dimasukkan dalam input SAP2000, sama seperti yang dilakukan dalam analisa linear.

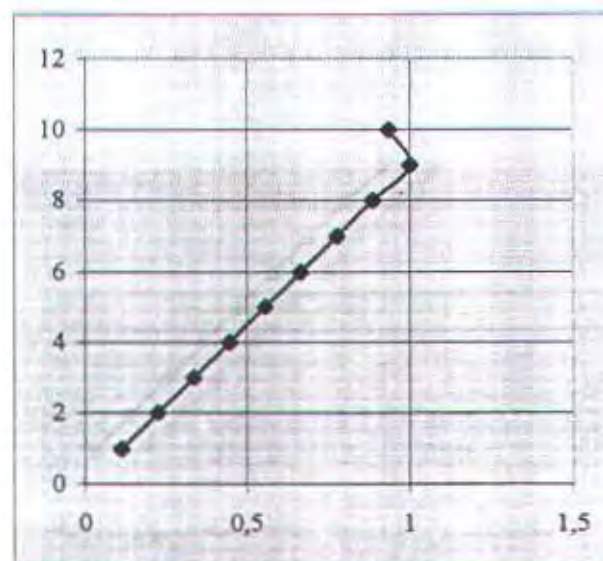
Langkah 3 : Hasil perhitungan penulangan lentur yang dilakukan di bab 6 dan telah direkap dalam tabel 6.20 dan 6.22, kemudian dimasukkan dalam input SAP 2000.

Langkah 4 : Yang dimaksud sebagai beban pushover adalah beban lateral yang digunakan sebagai wakil beban gempa. Oleh sebab itu beban pushover ini harus dapat menggambarkan distribusi gaya gempa yang terjadi, yaitu berbentuk segitiga terbalik. Untuk itu akan digunakan gaya gempa hasil perhitungan bab 6.3.2.3 yang telah diskala. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada tabel 7.4 dan gambar 7.3 berikut :



Tingkat	Gaya Gempa kg	Rasio Beban PushOver
10	158631,79	0,937
9	169343,98	1
8	150527,98	0,889
7	131711,98	0,778
6	112895,98	0,667
5	94079,99	0,556
4	75263,99	0,444
3	56447,99	0,333
2	37631,99	0,222
1	18816,00	0,111

Tabel 7.4 Perhitungan Beban Pushover



Gambar 7.3 Grafik Rasio Beban Pushover terhadap Lantai gedung

Langkah 5 : Jenis dari sendi plastis yang nantinya akan di-assign ke balok-kolom dalam pemodelan *frame* untuk SAP2000 adalah sebagai berikut :

Elemen Strukur	Jenis Sendi Plastis
Balok	M3
Kolom	PMM

Tabel 7.5 Jenis-jenis Sendi Plastis untuk masing-masing Elemen Struktur

Setelah selesai dengan pendefinisian *hinge properties*, maka langkah selanjutnya adalah meng-assign masing-masing jenis sendi plastis untuk elemen yang bersesuaian. Dimana sendi plastis tersebut akan diletakkan di ujung-ujung balok maupun kolom (dekat *beam-column joint*).

Pemodelan sendi plastis sesuai *default* SAP2000 adalah sebagai berikut :

- Sendi plastis *M3*

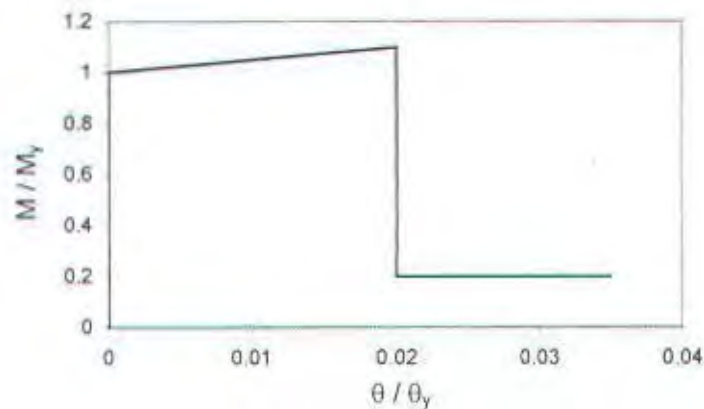
Point	M / M_y	θ / θ_y
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.02
D	0.2	0.02
E	0.2	0.035

Ket :

$$\theta_y = 1$$

M_y = Momen leleh karena tulangan terpasang

Tabel 7.6 Nilai Parameter sendi plastis *M3*



Gambar 7.4 Grafik Load-Deformation *M3*

- Sendi plastis *PMM*

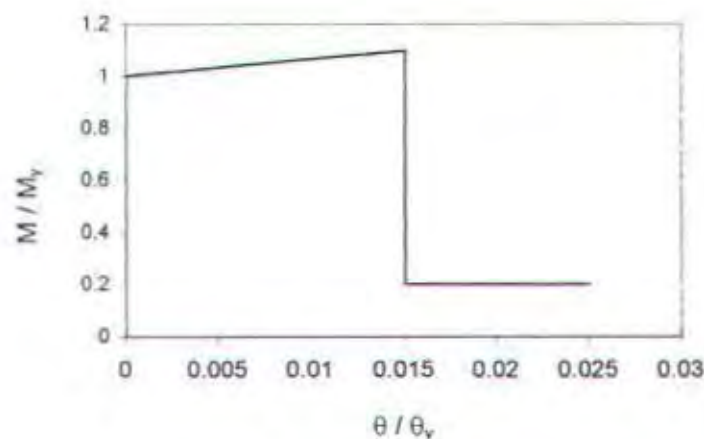
Point	M / M_y	θ / θ_y
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

Ket :

$$\theta_y = 1$$

M_y = Momen leleh karena tulangan terpasang

Tabel 7.7 Nilai Parameter sendi plastis *PMM*



Gambar 7.5 Grafik Load-Deformation *PMM*

Langkah 6 : Yang dimaksud dengan pendefinisian analisa pushover adalah pendefinisian kontrol yang akan dipakai, dimana kriteria yang digunakan antara lain :

1. Analisa Pushover yang pertama disebut GRAV

Analisa ini merupakan kombinasi pembebanan $1.0D + 0.25L$ dan merupakan analisa yang dikontrol oleh gaya (*force-controlled analysis*).

2. Analisa Pushover kedua disebut PUSH / JOINT-n

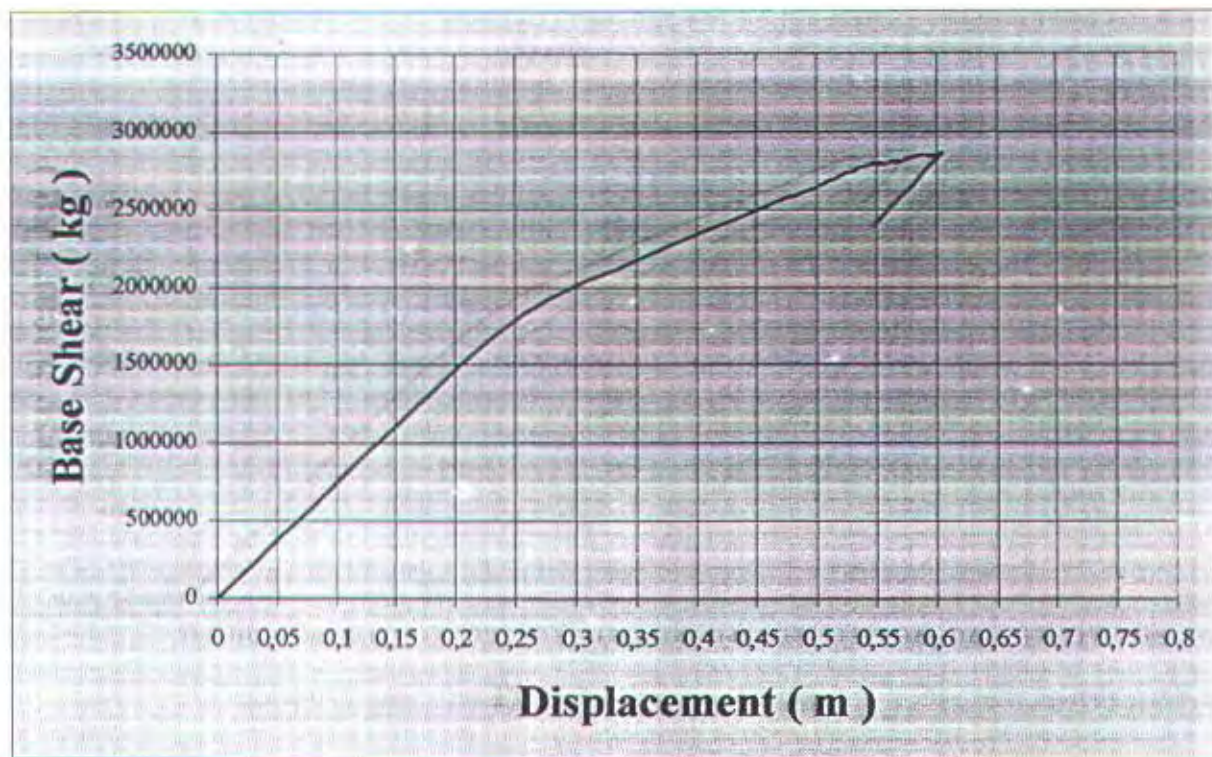
Dimana n adalah joint kontrol yang kita gunakan sebagai parameter target displacement, dan biasanya joint ini terletak pada puncak gedung (*roof-top*). Analisa ini merupakan kelanjutan analisa GRAV dengan beban PUSH seperti yang telah disebutkan dalam tahap (4). Analisa ini merupakan analisa yang dikontrol oleh deformasi (*deformation-controlled analysis*). *Member Unloading method* yang akan digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah *Unload Entire Structure*. Metode ini merupakan metode yang paling efisien dibanding kedua metode lainnya (*Apply Local Redistribution* dan *Restart Using Secant Stiffness*). Prinsip metode ini adalah jika pada suatu sendi plastis telah tercapai kondisi regangan yang berbalik arah (regangan negatif) komputer akan meng-*unload* seluruh struktur hingga pada sendi plastis tersebut benar-benar dalam kondisi *unloaded* dan kemudian bagian struktur yang lain akan menerima beban yang dipindahkan dari sendi platis tersebut.

Input SAP2000 untuk analisa Pushover serta gambar letak dan jenis sendi plastis yang digunakan pada struktur dapat dilihat pada Lampiran III.

7.3. HASIL ANALISA PUSHOVER

Seperti yang disebutkan sebelumnya, ada 3 hal penting yang dihasilkan oleh analisa pushover pada SAP2000 : kurva kapasitas, mekanisme pembentukan sendi plastis pada komponen-komponen struktur, serta kurva *Spectral Displacement vs Spectral Acceleration* (*performance point* versi SAP2000)

Kurva kapasitas adalah suatu kurva yang menunjukkan hubungan antara simpangan struktur (pada suatu titik kontrol, biasanya pada atap gedung) dan gaya gempa dasar (*base shear*). Untuk hasil running pushover yang dilakukan sesuai bab sebelumnya, diperoleh kurva kapasitas seperti yang ada pada gambar 7.6. Sedangkan untuk nilai-nilai nominal performance-based design *step*-nya dapat dilihat pada tabel 7.8. Untuk gambar mekanisme pembentukan sendi plastis beserta gambar kurva *Spectral Displ. vs Spectral Acc.* nya, dapat dilihat pada Lampiran III.



Gambar 7.6. Kurva Kapasitas (Trial Awal)

Step	Displacement (m)	Base Force (kg)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0	0	1680	0	0	0	0	0	0	0	1680
1	0,1	748856,25	1680	0	0	0	0	0	0	0	1680
2	0,1535	1149344,5	1679	1	0	0	0	0	0	0	1680
3	0,2553	1809829	1436	201	43	0	0	0	0	0	1680
4	0,3588	2206258,5	1324	183	143	30	0	0	0	0	1680
5	0,4591	2523624	1283	95	166	136	0	0	0	0	1680
6	0,4782	2583323,5	1278	85	164	151	0	2	0	0	1680
7	0,4782	2577915,5	1278	83	163	154	0	0	2	0	1680
8	0,4826	2591780,25	1276	83	163	154	0	2	2	0	1680
9	0,4826	2591246,75	1275	84	163	154	0	0	4	0	1680
10	0,499	2642962,25	1273	81	155	167	0	0	2	2	1680
11	0,499	2640411	1273	80	156	167	0	0	2	2	1680
12	0,5031	2653614,75	1272	81	148	174	0	1	1	3	1680
13	0,5031	2651647,25	1272	80	148	174	0	0	2	4	1680
14	0,5177	2697464,25	1268	76	150	180	0	0	1	5	1680
15	0,5177	2696807,25	1268	76	150	180	0	0	1	5	1680
16	0,5316	2740523,5	1259	80	128	207	0	0	0	6	1680
17	0,5316	2739858,25	1259	80	128	207	0	0	0	6	1680

18	0,5438	2777375,25	1253	83	118	218	0	2	0	6	1680
19	0,5438	2780740,75	1250	86	118	215	0	2	3	6	1680
20	0,5438	2778626	1248	84	103	214	0	1	20	10	1680
21	0,5438	2773438,25	1248	84	101	212	0	1	19	15	1680
22	0,5438	2774369,5	1247	83	100	214	0	0	19	17	1680
23	0,5461	2783967	1247	83	96	216	0	2	16	20	1680
24	0,5461	2781809,25	1245	84	96	214	0	1	17	23	1680
25	0,5461	2776786,5	1245	84	96	214	0	0	18	23	1680
26	0,5488	2785979,75	1245	83	95	214	0	2	18	23	1680
27	0,5488	2778439,25	1245	83	95	214	0	0	20	23	1680
28	0,5514	2786813,25	1244	83	94	212	0	4	19	24	1680
29	0,5514	2774191,75	1244	83	93	213	0	0	23	24	1680
30	0,5549	2785876,25	1243	84	92	211	0	3	21	26	1680
31	0,5549	2775191,75	1243	82	93	212	0	0	24	26	1680
32	0,5659	2810163,25	1238	85	92	212	0	3	23	27	1680
33	0,5659	2795221	1238	83	94	211	0	0	27	27	1680
34	0,5685	2804103,25	1237	84	93	210	0	2	25	29	1680
35	0,5685	2794309	1237	84	93	209	0	1	27	29	1680
36	0,5685	2791450	1237	84	93	209	0	0	28	29	1680
37	0,586	2846749	1231	86	92	210	0	4	27	30	1680
38	0,586	2833616,25	1231	86	91	210	0	1	30	31	1680
39	0,586	2836236,5	1230	87	91	210	0	0	31	31	1680
40	0,5889	2846017,25	1230	87	88	212	0	1	29	33	1680
41	0,5889	2838085	1230	87	88	212	0	0	30	33	1680
42	0,5917	2847681,5	1230	87	87	213	0	0	29	34	1680
43	0,5917	2840541	1230	87	87	212	0	0	30	34	1680
44	0,5943	2849386	1230	87	86	210	0	3	27	37	1680
45	0,5943	2829016,25	1230	87	85	211	0	0	30	37	1680
46	0,5967	2839654	1230	87	83	212	0	1	30	37	1680
47	0,5967	2831280,25	1230	87	83	212	0	0	31	37	1680
48	0,5995	2841687,75	1230	87	79	215	0	1	31	37	1680
49	0,5995	2835374,5	1230	87	79	215	0	0	32	37	1680
50	0,6061	2858003,5	1227	89	78	214	0	3	31	38	1680
51	0,6061	2851261	1224	91	76	215	0	2	33	39	1680
52	0,5484	2387335,25	1224	91	76	215	0	2	33	39	1680

Tabel 7.8 Tabel Capacity Curve hasil analisa Pushover (trial awal)

Dari gambar mekanisme pembentukan sendi plastis yang terjadi, terlihat bahwa sendi plastis yang terbentuk dominan terjadi di balok daripada di kolom. Hal ini sesuai dengan perencanaan awal kita yaitu *beam sidesway mechanism*.

Perlu diketahui terlebih dulu, bahwa dalam Tugas Akhir ini tidak akan digunakan nilai *performance point (PP)* versi SAP2000 yang terdapat pada kurva *Spectral Displ. vs Spectral Acc.* sebagai pembanding *target displacement* yang telah kita tetapkan dalam bab 6.6. Hal ini disebabkan karena perumusan dalam menentukan *target displacement* tersebut, didasarkan pada rotasi drift ultimate balok ($\theta_c = 0.025$) yaitu suatu kondisi dimana struktur berada di ambang keruntuhannya. Sedangkan *PP* versi SAP2000 merupakan suatu kecocokan antara *capacity* struktur dengan *demand* gempa yang akan terjadi. Oleh karena itu, yang akan dipergunakan dalam mengecek target perpindahan kita adalah kurva kapasitas struktur (*Displacement vs Base Shear*).

Dari gambar 7.6, terlihat bahwa awalnya hubungan antara nilai *displacement* dengan *base shear* diwakili oleh suatu garis linier. Segmen garis inilah yang menunjukkan kondisi pada saat struktur berperilaku elastis, yaitu dimana penambahan gaya lateral akan berbanding lurus dengan penambahan *displacement* yang terjadi. Dari tabel 7.8 terlihat bahwa kondisi elastis ini berakhir pada saat $\Delta = 0.1$ m dengan $V = 748856,25$ kg (step 1). Pada saat inilah pertama kalinya terbentuk sendi plastis pada elemen struktur (lihat *Mekanisme Pembentukan Sendi Plastis* pada Lampiran III), yang mengakibatkan garis tersebut tidak lagi linear. Jika gaya lateral terus ditambah, sendi plastis yang terjadi akan semakin banyak, dan kekuatannya pun secara perlahan mulai menurun hingga pada suatu titik mengalami patahan secara tiba-tiba. Kondisi inilah yang disebut sebagai ambang batas keruntuhan struktur.

Meski dari tabel 7.8 terlihat bahwa nilai *displacement* mampu mencapai $\Delta = 0,5484$ m, namun nilai ini tidak dapat kita pergunakan sebagai pembanding target perpindahan rencana yang telah kita tetapkan. Rupanya V_{max} telah tercapai pada step 6 ($V_{max} = 2583323,5$ kg), dan untuk step-step berikutnya nilai V mengalami degradasi secara bertahap. Jadi meskipun setelah step-6 struktur masih mampu terus berdeformasi, akan tetapi ada bagian/beberapa bagian struktur yang telah mengalami kegagalan/keuntuhan. Maka yang akan kita pakai adalah nilai *displacement* pada step-6 tersebut yakni sebesar $\Delta = 0,4782$ m. (selengkapnya untuk nilai *displacement* dapat dilihat pada lampiran III).

Ternyata simpangan struktur kita (0,4782 m) kurang dari target rencana yang kita tetapkan (0.581 m) dan persentase perbedaannya mencapai 17,7 %, jauh di atas nilai toleransi yang kita inginkan (5.0 %). Maka perlu diambil tindakan selanjutnya untuk menyesuaikan perbedaan ini agar memenuhi *target performance* rencana struktur kita.

7.4. SOLUSI UNTUK MENCAPAI TARGET DISPLACEMENT RENCANA

7.4.1. Teori Umum

Dari beberapa studi yang dilakukan pada literatur-literatur mengenai *performance-based design* khususnya tentang analisa Pushover, secara garis besarnya ada 3 metode/cara untuk menyesuaikan struktur kita dengan target *performance* yang kita inginkan :

1. Merubah penulangan lentur elemen struktur, khususnya elemen kolom dimana elemen ini kemampuan berdefleksinya amat ditentukan oleh nilai tulangan lentur yang kita pasang.
2. Merubah penulangan geser elemen struktur dan dengan sendirinya harus mendefinisikan ulang *properties* sendi plastis yang terdapat dalam program bantu kita (dalam hal ini SAP2000). Jenis elemen struktur yang kemampuan berdefleksinya amat dipengaruhi oleh nilai tulangan geser ini adalah elemen balok
3. Merubah nilai kekakuan (*rigidity*) dari struktur.

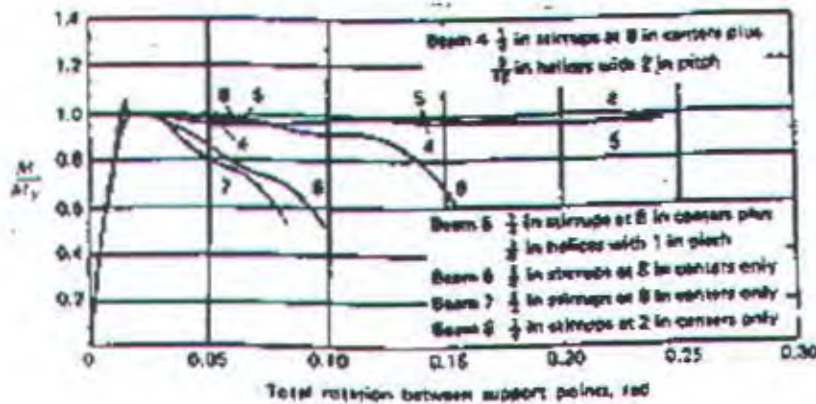
Di bawah ini akan dijelaskan secara singkatnya mengenai masing-masing cara.

Cara 1 : metode ini berkaitan dengan perubahan kekuatan struktur, karena biasanya perubahan penulangan (lentur) berhubungan erat dengan kekuatan struktur. Pada contoh kasus seperti yang kita miliki, dimana nilai simpangan aktual ternyata kurang dari simpangan rencana, metode ini bisa diaplikasikan langsung yaitu dengan menambah jumlah tulangan lenturnya. Akan tetapi untuk kasus lain, dimana ternyata simpangan aktualnya justru melebihi simpangan rencana, metode ini perlu dipertimbangkan. Alasannya, pengurangan tulangan lentur tanpa perhitungan yang matang bisa membahayakan stabilitas struktur terhadap beban-beban gravitasi yang bekerja. Dikhawatirkan sebelum sempat memikul gaya lateral gempa, gedung telah mengalami kegagalan/runtuh hanya akibat *service load* nya.

Kelebihan utama cara ini adalah dari segi praktis dan kemudahan aplikasinya. Begitu nilai tulangan lentur diubah, *running* Pushover bisa segera dilakukan untuk mengecek perubahan yang terjadi. Kelemahannya adalah dari segi biaya yang mungkin menjadi lebih mahal dibanding cara kedua. Selain itu karena bersifat *trial and error*, cara ini tidak memiliki rumus eksak sehingga mungkin akan butuh *running* berkali-kali sebelum tercapainya hasil yang diinginkan.

Cara 2 : metode ini berkaitan dengan perubahan daktilitas struktur. Dimana hasil eksperimen menunjukkan bahwa penambahan tulangan sengkang (*confinement*) pada

elemen-elemen struktur mampu menambah kemampuan berotasinya, tetapi tidak menambah kemampuannya dalam memikul gaya. (lihat gambar 7.7)



Gambar 7.7 Kurva Momen-Rotasi Eksperimental dengan Confinement berbeda-beda

Menurut Priestly dalam salah satu *paper*-nya, kebutuhan *confinement* suatu elemen struktur dapat dihitung dari keperluan rotasi atau daktilitas kurvatur nya, dimana dirumuskan sebagai berikut :

$$A_{sh} = \alpha \left[1 + 13 \left(\frac{P}{P_0} \right)^2 \right] \frac{(\phi_0)^{1.15}}{29} A_{sh,c}$$

dimana : $A_{sh,c} = 0.3 S h_c \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y}$

$$\alpha = 2.7$$

$$A_{sh} = \text{luas confinement}$$

$$\phi_0 = \text{daktilitas kurvatur}$$

$$P = \text{gaya aksial yang bekerja (untuk balok diambil bernilai nol)}$$

$$P_0 = \text{kapasitas kolom tanpa tulangan (} = A_g f_c \text{)}$$

Catatan : bila ternyata hasil perhitungan di atas menghasilkan nilai luasan tulangan sengkang yang lebih kecil dibanding kebutuhan tul.sengkang akibat beban-beban gravitasi (*service loads*) maka yang digunakan adalah nilai yang terbesar

Dari perumusan tersebut, kita bisa memasukkan nilai daktilitas kurvatur sesuai kebutuhan rotasi yang diperlukan elemen struktur kita.

Efek daripada perubahan nilai luasan tulangan sengkang ini harus dimasukkan dalam pendefinisian *hinge-properties* pada pada program bantu kita (lihat kembali gambar 7.4 dan 7.5). Perhitungan besarnya perubahan nilai θ / θ_y pada *hinge-properties* akibat perubahan

jumlah sengkang perlu mengikutsertakan sifat nonliner beton dan baja yang agak sulit bila dilakukan secara manual. Untuk itu bisa digunakan program bantu yang ada seperti *DRAIN2D* atau *DRAIN2DX*. Baru setelah semua sendi plastis didefinisikan ulang, analisa Pushover kembali dijalankan untuk melihat apakah target telah terpenuhi.

Kelebihan utama cara ini dibanding cara sebelumnya adalah dari segi ke ekonomisannya. Pada umumnya penambahan biaya akibat penambahan tulangan sengkang tidak sebesar akibat penambahan tulangan lentur. Selain itu cara ini membutuhkan *trial* yang lebih sedikit. Akan tetapi cara ini memiliki kelemahan utama yaitu kompleksitas pengerjaan yang jauh lebih besar dibanding cara 1. Bayangkan bila kita memiliki struktur yang kompleks dan masing-masing elemen harus didesain tulangan gesernya dan didefinisikan ulang sendi plastisnya. Cara ini butuh ketelitian dan keahlian yang tinggi serta bisa menghabiskan banyak waktu (*time-consuming*).

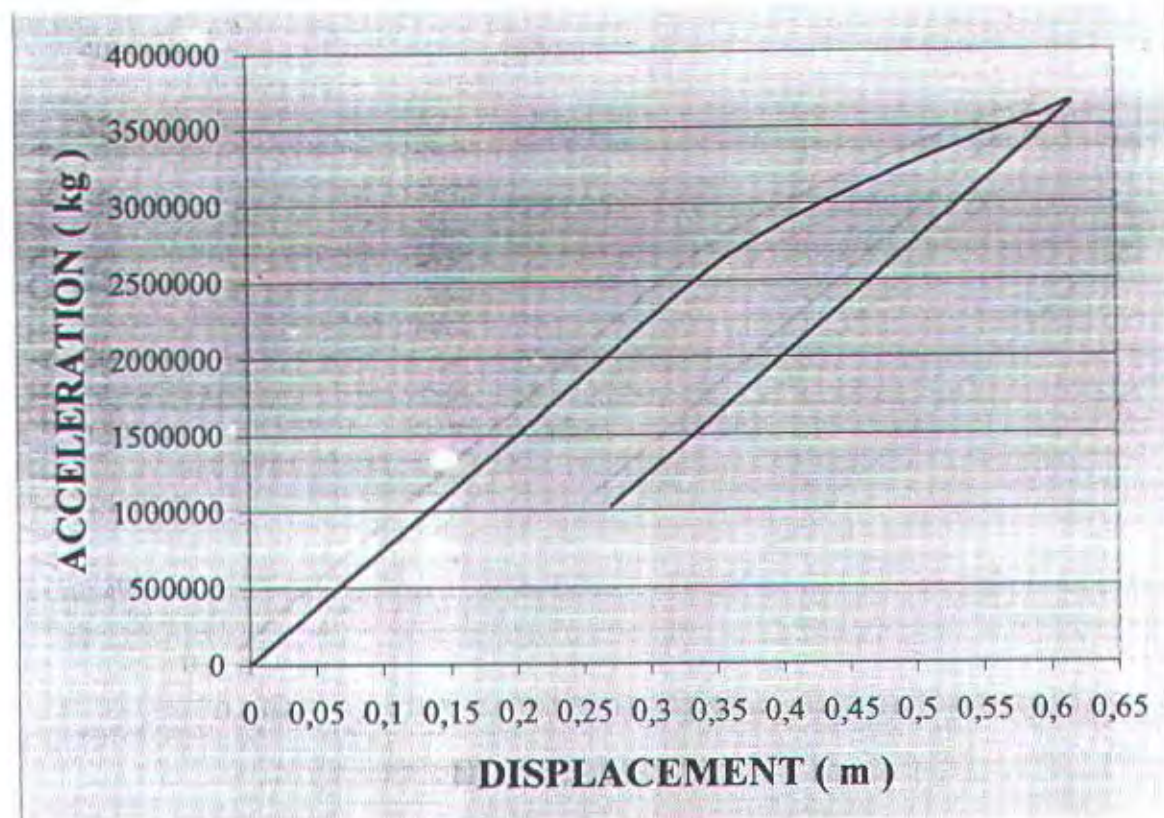
Cara 3 : metode ini berhubungan dengan pendefinisian ulang dimensi-dimensi primer struktur (balok, kolom, dan shearwall bila ada) untuk mengubah kekakuan struktur secara keseluruhan. Cara ini merupakan langkah terakhir yang diambil bila kedua cara diatas tidak lagi memungkinkan penyelesaian yang diharapkan. Akibatnya perhitungan harus kita ulang kembali dari awal (menghitung beban mati, hidup, dan gempa yang bekerja) dilanjutkan dengan perhitungan penulangannya.

Perlu ditegaskan bahwa ketiga cara di atas hanyalah bersifat teoritis, tidak selamanya dalam semua kasus cara-cara tersebut bisa diterapkan. Dibutuhkan *engineering-judgement* yang baik untuk memutuskan cara mana yang terbaik diaplikasikan pada suatu kasus yang spesifik.

7.4.2. Contoh Aplikasi Pada Perencanaan Gedung

Seperti yang diketahui, *performance* gedung kita ternyata tidak mencapai target seperti yang kita inginkan. Oleh karena itu akan digunakan salah satu dari ketiga cara yang telah disebutkan dalam bab 7.4.1. Untuk contoh aplikasi, cara yang akan dipilih adalah cara 1, dengan alasan cara ini paling mudah diaplikasikan dan tidak serumit cara 2 atau 3.

Meski diperkirakan akan membutuhkan beberapa kali *trial* sebelum tercapai suatu solusi yang memuaskan, hal ini bisa ditanggulangi dengan mengamati pola pembentukan sendi plastis yang terjadi pada setiap *trial* yang kita lakukan



Gambar 7.8. Kurva Kapasitas (Trial Akhir)

Step	Displacement (m)	Base Force (kg)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0	0	1680	0	0	0	0	0	0	0	1680
1	0,1	748856,25	1680	0	0	0	0	0	0	0	1680
2	0,2	1497712,5	1680	0	0	0	0	0	0	0	1680
3	0,2562	1918719,625	1679	1	0	0	0	0	0	0	1680
4	0,3588	2654525,5	1500	152	28	0	0	0	0	0	1680
5	0,4592	3116194,75	1345	180	130	25	0	0	0	0	1680
6	0,5547	3452466	1279	148	136	116	0	1	0	0	1680
7	0,5547	3449262,25	1278	146	132	123	0	0	0	1	1680
8	0,5868	3553638,25	1266	139	131	142	0	1	0	1	1680
9	0,5868	3551206,75	1265	140	129	144	0	0	0	2	1680
10	0,5908	3564538	1263	140	127	147	0	1	0	2	1680
11	0,5908	3558390,25	1259	142	125	149	0	1	0	4	1680
12	0,5908	3555467,75	1258	141	124	152	0	0	0	5	1680
13	0,6162	3637705	1247	130	128	166	0	4	0	5	1680
14	0,2701	1026892,75	1247	130	128	166	0	1	3	5	1680

Tabel 7.9 Tabel Capacity Curve hasil analisa Pushover (trial akhir)

Maka setelah dilakukan beberapa *trial* diperoleh hasil kurva kapasitas seperti yang ada pada gambar 7.7 dan tabel 7.9. Sekali lagi perlu diingat bahwa meski dari tabel 7.9 terlihat nilai *displacement* maksimum adalah 0.5547 m akan tetapi ternyata nilai *base force* telah mengalami degradasi dimulai pada step-6. Maka nilai *displacement* yang dipakai adalah yang terdapat pada step-6 yaitu $\Delta = 0.5547$ m (untuk nilai *displacement* selengkapnya bisa dilihat pada lampiran III).

Sekali lagi kita bandingkan dengan target *displacement* ($\Delta_t = 0.581$ m) yang kita miliki, akan diperoleh selisih sebesar 4,53%. Karena nilai ini masih berada di dalam batas toleransi kita, maka solusi ini bisa dianggap telah memenuhi kriteria kita.

Dari *trial-trial* yang telah dilakukan, diambil suatu kesimpulan bahwa ternyata untuk metode perubahan tulangan lentur, penting sekali untuk mengamati proses mekanisme pembentukan sendi plastis yang terjadi pada masing-masing *trial*. Dengan mengamati kecenderungan letak sendi plastis yang terbentuk, kita bisa mengurangi jumlah proses coba-coba yang diperlukan.

Pada contoh kasus yang kita miliki, ternyata ada kecenderungan bahwa balok-balok pada lantai 2, 3, dan 4 untuk mengalami *collapse* pertama kalinya. Sehingga pada lantai-lantai tersebut tulangan lenturnya mengalami perubahan. Sedang untuk perubahan tulangan kolom, disesuaikan dengan perubahan tulangan lentur balok pada tingkat yang berkaitan. Untuk data tulangan selengkapnya pada *trial* akhir ini bisa dilihat dari tabel 7.10 dan 7.11

Letak	Balok Lantai	Tulangan	
Tumpuan	1	Atas	5 D 28
		Bawah	4 D 28
	2	Atas	6 D 28
		Bawah	4 D 28
	3 ~ 10	Atas	8 D 28
		Bawah	6 D 28
Lapangan	Semua Lantai	Atas	2 D 28
		Bawah	2 D 28

(a) $L = 7$ meter (melintang)

Letak	Balok Lantai	Tulangan	
Tumpuan	Semua Lantai	Atas	7 D 28
		Bawah	4 D 28
Lapangan	Semua Lantai	Atas	3 D 28
		Bawah	5 D 28

(b) $L = 8$ meter (memanjang)

Tabel 7.10. Penulangan Lentur Balok (Trial Akhir)

Letak	Balok Lantai	Tipe	Tulangan
Sendi Plastis	Semua Lantai	Melintang	Ø12 - 100
		Memanjang	Ø12 - 75
Luar Sendi Plastis	Semua Lantai	Melintang	Ø12 - 210
		Memanjang	Ø12 - 175

Tabel 7.11. Penulangan Geser Balok (Trial Akhir)

Lantai	Tipe	Tulangan Lentur	ρ (%)	Tulangan Transversal	
				$\leq l_0$	$> l_0$
1 - 2	A	12 D 25	1,05	Ø12 spasi 80 mm	Ø12 spasi 150 mm
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	16 D 25	1,40		
3 - 6	A	12 D 25	1,05		
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	16 D 25	1,40		
7 - 10	A	12 D 25	1,05		
	B	12 D 25	1,05		
	C	12 D 25	1,05		
	D	16 D 25	1,40		

Tabel 7.12. Penulangan Kolom (Trial Akhir)

Catatan : Perlu diingat, semua perubahan akhir tulangan pada analisa Pushover perlu dicek kembali dan dikontrol terhadap peraturan yang digunakan (dalam kasus ini SK SNI 03 - xxxx - 2001). Untuk kasus perubahan tulangan di atas telah lulus pengecekan terhadap peraturan penulangan yang ada.

7.4.3. Performance Point

Dengan menggunakan tulangan *trial akhir* maka didapatkan kurva *performance point* yang terdapat pada lampiran. Disana terlihat bahwa *performance point* pada saat *displacement* mencapai 0,137 m dan gaya geser sebesar 1027670 kg. Tetapi dalam menentukan *performance level* angka *performance point* tidak diperhatikan, karena sampai saat ini korelasi diantara keduanya belum ada.

BAB VIII

KESIMPULAN DAN SARAN

8.1.KESIMPULAN

Secara singkat dapat dijelaskan bahwa analisa statik non-linear (dalam hal ini menggunakan analisa *Pushover*) merupakan suatu metode yang digunakan untuk mengetahui *performance* dari suatu struktur gedung. Hal ini sangat berbeda dengan metode yang sudah umum dipakai yaitu metode *force-based design*. Dalam metode *force-based design* kita tidak bisa mendapatkan gambaran *performance* dari gedung, hal ini dikarenakan metode ini menganggap bahwa suatu struktur gedung akan bersifat elastis ketika menerima beban yang berupa gaya-gaya. Padahal suatu struktur gedung akan bersifat inelastis ketika menerima beban gempa. Sedangkan pada analisa *pushover* kita bisa mengetahui perilaku gedung ketika menerima beban gempa, dari mulai bersifat elastis sampai struktur itu mengalami kegagalan struktur (*collapse*).

Dalam melakukan analisa *pushover* diperlukan data yang lengkap dari struktur yang ada, dari ukuran, bentuk, beban-beban, sampai dengan tulangan yang dibutuhkan. Oleh karena itu sebelum melakukan analisa *pushover* kita harus terlebih dahulu melakukan analisa *linear* untuk hasilnya nanti digunakan untuk mengetahui tulangan yang dibutuhkan. Adapun hasil dari analisa linear adalah berupa gaya-gaya dalam dari struktur yang ada akibat beban-beban yang ada.

Setelah semua data yang dibutuhkan untuk melakukan analisa *pushover* sudah lengkap, maka kita bisa melakukan *running* analisa *Pushover* sesuai langkah-langkah yang telah dijelaskan dalam buku ini. Hasil dari analisa *Pushover* terbagi menjadi tiga komponen vital : kurva Kapasitas (*Displacement vs Base Shear*), kurva *performance-point* (*Spectral Acceleration vs Spectral Displacement*), dan gambar mekanisme pembentukan sendi plastis.

Dalam tugas akhir ini, kurva *performance-point* tidak kita gunakan sebab hingga dengan saat penulisan buku ini berlangsung belum ada suatu perumusan numerik secara pasti mengenai korelasi antara *performance-level* dan *performance-point* yang dihasilkan oleh analisa *Pushover* ini. Baik ATC-40 maupun FEMA-273 sendiri hanya menyatakan bahwa korelasi tersebut amatlah subjektif tergantung dari *engineering judgement* dan *engineering experience* dari para pemakai metode ini.

Oleh sebab itu untuk menentukan *target performance* yang diinginkan dari struktur kita, digunakanlah perumusan Priestly dengan asumsi rotasi drift ultimate $\theta_e = 0.025$. Dimana nilai ini diambil dengan asumsi struktur kita berada pada ambang keruntuhannya.

Hasil *displacement* yang diperoleh melalui perumusan tersebut kita bandingkan dengan data dari kurva kapasitas hasil running analisa Pushover, yaitu *displacement* pada saat struktur akan mengalami kegagalan. Ternyata simpangan struktur kita (0,4782 m) kurang dari target rencana yang kita tetapkan (0,581 m) dan persentase perbedaannya mencapai 17,7 %, jauh di atas nilai toleransi yang kita inginkan (5.0 %). Maka perlu diambil tindakan selanjutnya untuk menyesuaikan perbedaan ini agar memenuhi *target performance* rencana struktur kita.

Dari beberapa sumber literatur mengenai *performance-based design* ini, bisa disimpulkan bahwa untuk merubah kemampuan berdefleksi struktur, setidaknya ada tiga hal yang dapat dirubah, antara lain :

1. Kemampuan lentur struktur, yakni dengan merubah nilai tulangan lentur
2. Daktilitas struktur, yaitu dengan merubah nilai *confinement* serta mendefinisikan ulang *hinge-properties* yang ada pada pemodelan komputer kita
3. Kekakuan struktur, yakni dengan merubah dimensi elemen-elemen primer struktur

Dengan mempertimbangkan berbagai kelebihan dan kelemahan cara-cara tersebut, maka diputuskan untuk menggunakan cara I, yaitu dengan menambah penulangan lentur struktur.

Dengan mengamati kecenderungan mekanisme pembentukan sendi plastis yang terjadi pada saat dilakukan analisa Pushover, maka setelah dilakukan beberapa *trial* diperoleh hasil yang diinginkan, yakni struktur mampu berdefleksi sebesar 0,5547 m (selisih dengan target simpangan 4,52 %).

Dari pengerjaan yang telah dilakukan dan semuanya telah tertuang dalam Tugas Akhir ini, maka dapat disimpulkan :

1. Analisa *pushover* dapat memberikan gambaran secara menyeluruh bagaimana perilaku struktur ketika dia menerima beban lateral yang berupa beban gempa. Dimana hasil yang diperoleh adalah seberapa besar *displacement* maksimum

yang terjadi, seberapa besar gaya geser maksimum yang mampu diterima struktur, bahkan proses pembentukan sendi plastis pada struktur sampai struktur yang ada mengalami kegagalan struktur (*collapse*).

2. Metode *pushover* tidak lagi mengharuskan kita menggunakan faktor-faktor konversi dari respons elastis ke respons inelastis (misal harga R)

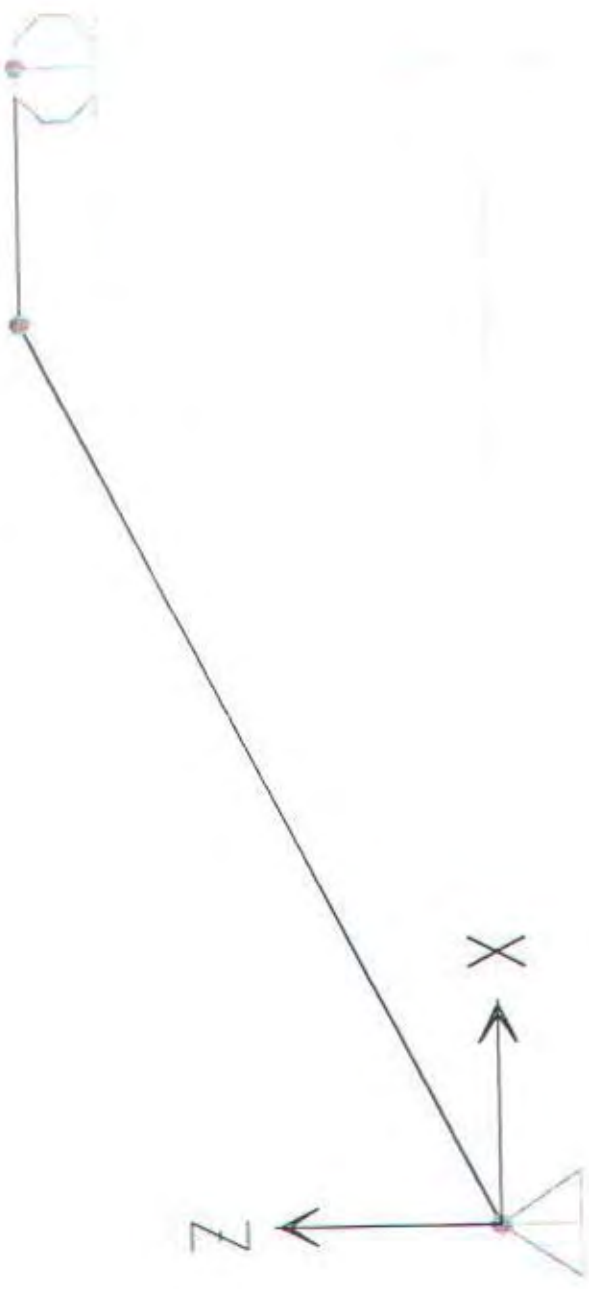
8.2.SARAN

Dalam tugas masih terdapat berbagai kekurangan, maka penulis mengajukan beberapa saran, antara lain :

1. Didalam Tugas Akhir ini pondasi diabaikan, diharapkan pada penulisan mendatang adanya perhitungan pondasi. Hal ini dikarenakan kekakuan pondasi juga berpengaruh pada *perpormance* suatu struktur.
2. Didalam SAP 2000 tidak terdapat akomodasi untuk pemasangan tulangan geser, sehingga pada saat adanya masalah perubahan *displacement* cara ke dua tidak digunakan, maka diharapkan adanya suatu program yang bisa digunakan untuk mengecek tulangan geser. Hal ini dikarenakan tulangan geser juga mempengaruhi besarnya *displacemnet* maksimum yang terjadi.

DAFTAR PUSTAKA

1. Applied Technology Council (ATC), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings vol. 1*, California Seismic Safety Commisison
2. Badan Standarisasi Nasional, *SNI 03 - 1726 - 2002 - Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung*
3. Computer and Structures Inc., *SAP2000 Manual*, Computer and Structures Inc., Berkley, California, 1998
4. David A. Fanella and Javeed A. Munshi, *Design of Concrete Buildings for Earthquake and Wind Force*, Portland Cement Association, 1998.
5. Departemen Pekerjaan Umum, *SK SNI 03 - xxxx - 2001 - Tata Cara Perencanaan Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung*
6. Departemen Pekerjaan Umum, *SK SNI T-15-1991-03 - Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, Yayasan LPBM, Bandung
7. FEMA-273, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, 2000
8. Gideon Kusuma, Takim Andriono, *Desain Struktur Rangka Beton Bertulang di Daerah Rawan Gempa*, Erlangga
9. Hendrik Tanaka, 2002, *Analisa Perbandingan Perencanaan Struktur Dual System dengan Statik-Nonlinear dan Dinamik-Nonlinear*, Tugas Akhir
10. M.J.N. Priestly, M.J. Kowalsky, *Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings*, Bulletin of the NZS for Earthquake Engineering (Vol. 33, No.4), December 2000
11. M.J.N. Priestly, *Performance Based Seismic Design*, Paper for the 12WCEE (2000), University of California, San Diego.
12. Saudyono, 2003, *Desain Struktur Berbasis Kinerja dengan Menggunakan Pushover Analysis pada Gedung Kartika Hotel*, Tugas Akhir
13. S. K. Ghosh and August W. Domel, Jr., *Design of Concrete Buildings for Earthquake and Wind Force*, Portland Cement Association, 1992.
14. T.Pauly, M.J.N.Priestly, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, A Wiley Interscience Publication, 1992.



FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
BORDES1	MATI	0	-5.82E-11	1999.907	-8.00E-14		0	-1.36E-13 2835.873
BORDES1	MATI	0.275	-5.82E-11	2288.987	-1.15E-13		0	-1.09E-13 2246.151
BORDES1	MATI	0.55	-5.82E-11	2578.067	-1.50E-13		0	-7.29E-14 1576.931
BORDES1	MATI	0.825	-5.82E-11	2867.147	-1.85E-13		0	-2.68E-14 828.2139
BORDES1	MATI	1.1	-5.82E-11	3156.227	-2.20E-13		0	2.89E-14 -2.85E-13
TANGGA1	MATI	0	-1576.209	-3073.608	3.23E-13		0	1.39E-13 -9.09E-13
TANGGA1	MATI	2.191461	-331.8093	-647.0281	2.89E-14		0	-2.46E-13 4076.814
TANGGA1	MATI	4.382921	912.5907	1779.552	-2.65E-13		0	1.22E-14 2835.873



OUTPUT TANGGA

000 v7.42 File: SAP KLM 75X75 SHEL Kgf-m Units PAGE 1
/04 23:04:56

ces, Civil Engineering, ITS, Surabaya

STATIC LOAD CASES

STATIC CASE	CASE TYPE	SELF WT FACTOR
MATI	DEAD	1,0000
HIDUP	LIVE	0,0000
GEMPA	QUAKE	0,0000
ANGIN	WIND	0,0000

000 v7.42 File: SAP KLM 75X75 SHEL Kgf-m Units PAGE 2
/04 23:04:56

ces, Civil Engineering, ITS, Surabaya

INPUT DATA

JOINT	GLOBAL-X	GLOBAL-Y	GLOBAL-Z	RESTRAINTS	ANGLE-A	ANGLE-B	ANGLE-C
126	20,00000	-10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
128	28,00000	-10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
136	20,00000	-10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
158	28,00000	-10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
316	20,00000	-3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
318	28,00000	-3,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
354	20,00000	-3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
356	28,00000	-3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
374	28,00000	3,50000	0,00000	1 1 1 1 1 1	0,000	0,000	0,000
393	28,00000	3,50000	4,00000	1 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
411	28,00000	3,50000	8,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
431	28,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
450	28,00000	3,50000	16,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
469	28,00000	3,50000	20,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
488	28,00000	3,50000	24,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
507	28,00000	3,50000	28,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
508	-28,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
509	-24,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
510	-20,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
511	-18,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
512	-16,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
513	-14,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
514	-12,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
515	-8,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
516	-4,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
517	0,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
518	4,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
519	8,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
520	12,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
521	14,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
522	16,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
523	18,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
524	20,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
525	24,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
526	28,00000	3,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
545	28,00000	3,50000	16,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
546	-28,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
547	-24,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
548	-20,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
549	-18,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
550	-16,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
551	-14,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
552	-12,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
553	-8,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
554	-4,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000

555	0,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
556	4,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
557	8,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
558	12,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
559	16,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
560	18,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
561	18,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
562	20,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
563	24,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
564	28,00000	3,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
572	28,00000	10,50000	0,00000	1 1 1 1 1 1	0,000	0,000	0,000
587	28,00000	10,50000	4,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
602	28,00000	10,50000	8,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
617	28,00000	10,50000	12,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
632	28,00000	10,50000	16,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
647	28,00000	10,50000	20,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
662	28,00000	10,50000	24,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
677	28,00000	10,50000	28,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
678	-28,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
679	-24,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
680	-20,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
681	-16,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
682	-12,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
683	-8,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
684	-4,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
685	0,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
686	4,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
687	8,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
688	12,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
689	16,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
690	20,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
691	24,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
692	28,00000	10,50000	32,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
707	28,00000	10,50000	36,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
708	-28,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
709	-24,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
710	-20,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
711	-16,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
712	-12,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
713	-8,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
714	-4,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
715	0,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
716	4,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
717	8,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
718	12,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
719	16,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
720	20,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
721	24,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000
722	28,00000	10,50000	40,00000	0 0 0 0 0 0	0,000	0,000	0,000

0000 07:40 File: SAP KLM 76X75 SHED Kgf-m Units PAGE 3
8/14 23:04:57

tees, Civil Engineering, ITS, Surabaya

INPUT CONSTRAINT DATA

JOINT TYPE

144 DIAPH1
333 DIAPH1
346 DIAPH1
708 DIAPH1
143 DIAPH1
339 DIAPH1
347 DIAPH1
709 DIAPH1
146 DIAPH1
340 DIAPH1
343 DIAPH1
710 DIAPH1

147 DIAPH1
342 DIAPH1
550 DIAPH1
711 DIAPH1
148 DIAPH1
344 DIAPH1
552 DIAPH1
712 DIAPH1
149 DIAPH1
345 DIAPH1
553 DIAPH1
713 DIAPH1
150 DIAPH1
346 DIAPH1
554 DIAPH1
714 DIAPH1
151 DIAPH1
347 DIAPH1
555 DIAPH1
715 DIAPH1
152 DIAPH1
348 DIAPH1
556 DIAPH1
716 DIAPH1
153 DIAPH1
349 DIAPH1
557 DIAPH1
717 DIAPH1
154 DIAPH1
350 DIAPH1
558 DIAPH1
718 DIAPH1
155 DIAPH1
352 DIAPH1
560 DIAPH1
719 DIAPH1
156 DIAPH1
354 DIAPH1
562 DIAPH1
720 DIAPH1
157 DIAPH1
355 DIAPH1
563 DIAPH1
721 DIAPH1
356 DIAPH1
356 DIAPH1
564 DIAPH1
722 DIAPH1
349 DIAPH1
341 DIAPH1
551 DIAPH1
343 DIAPH1
561 DIAPH1
353 DIAPH1
559 DIAPH1
351 DIAPH1
356 DIAPH1
129 DIAPH2
213 DIAPH2
527 DIAPH2
693 DIAPH2
130 DIAPH2
120 DIAPH2
528 DIAPH2
694 DIAPH2
131 DIAPH2
321 DIAPH2
529 DIAPH2
695 DIAPH2
132 DIAPH2
323 DIAPH2
531 DIAPH2

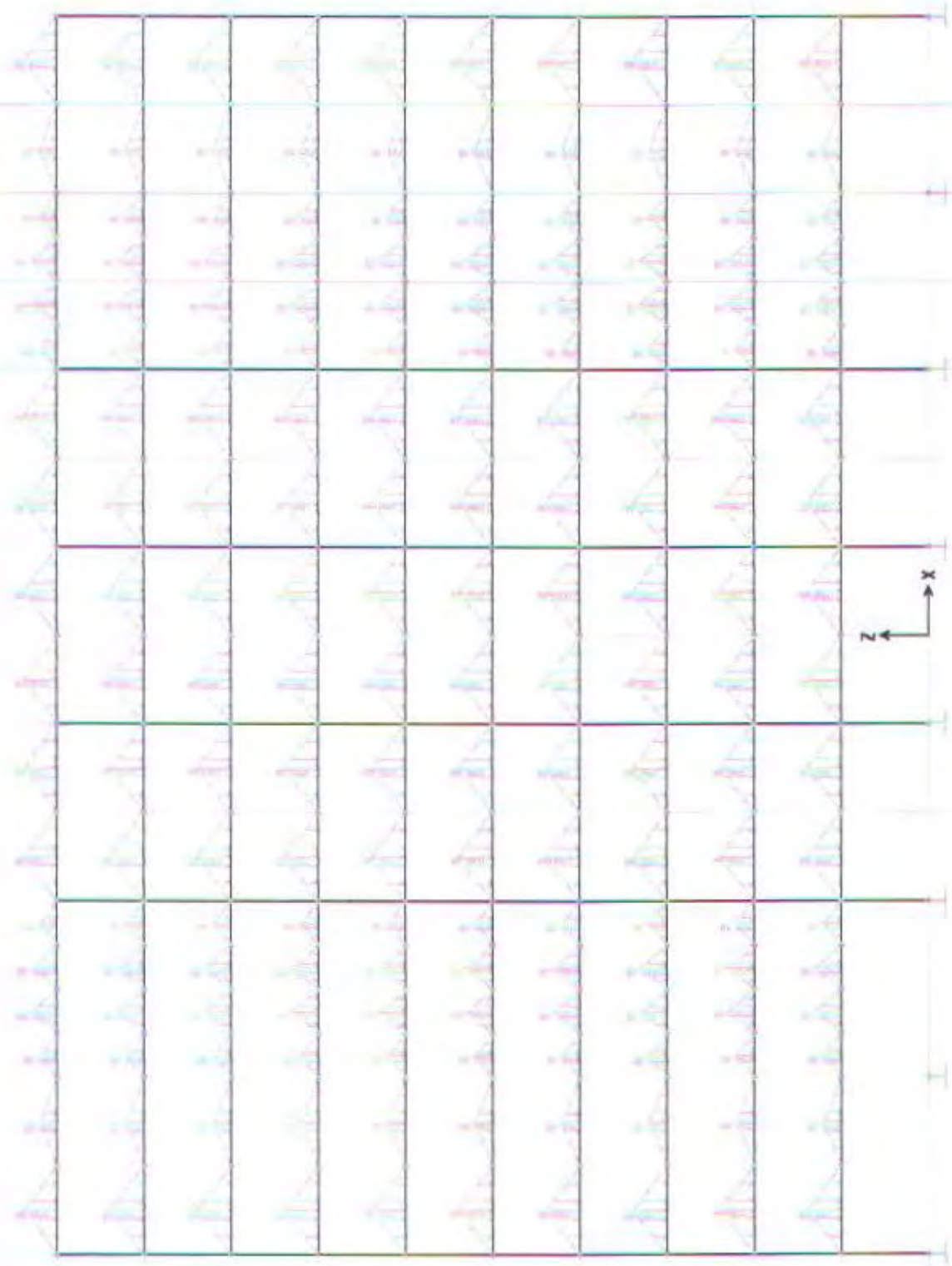
696 DIAPH2
133 DIAPH2
325 DIAPH2
533 DIAPH2
697 DIAPH2
134 DIAPH2
326 DIAPH2
534 DIAPH2
698 DIAPH2
135 DIAPH2
327 DIAPH2
535 DIAPH2
699 DIAPH2
136 DIAPH2
328 DIAPH2
536 DIAPH2
700 DIAPH2
137 DIAPH2
329 DIAPH2
537 DIAPH2
701 DIAPH2
138 DIAPH2
330 DIAPH2
538 DIAPH2
702 DIAPH2
139 DIAPH2
331 DIAPH2
539 DIAPH2
703 DIAPH2
140 DIAPH2
333 DIAPH2
541 DIAPH2
704 DIAPH2
141 DIAPH2
335 DIAPH2
543 DIAPH2
705 DIAPH2
142 DIAPH2
336 DIAPH2
544 DIAPH2
706 DIAPH2
143 DIAPH2
337 DIAPH2
545 DIAPH2
707 DIAPH2
530 DIAPH2
322 DIAPH2
532 DIAPH2
324 DIAPH2
542 DIAPH2
334 DIAPH2
540 DIAPH2
332 DIAPH2
363 DIAPH2
114 DIAPH3
300 DIAPH3
509 DIAPH3
678 DIAPH3
115 DIAPH3
301 DIAPH3
509 DIAPH3
679 DIAPH3
116 DIAPH3
302 DIAPH3
510 DIAPH3
680 DIAPH3
117 DIAPH3
304 DIAPH3
512 DIAPH3
681 DIAPH3
118 DIAPH3
306 DIAPH3

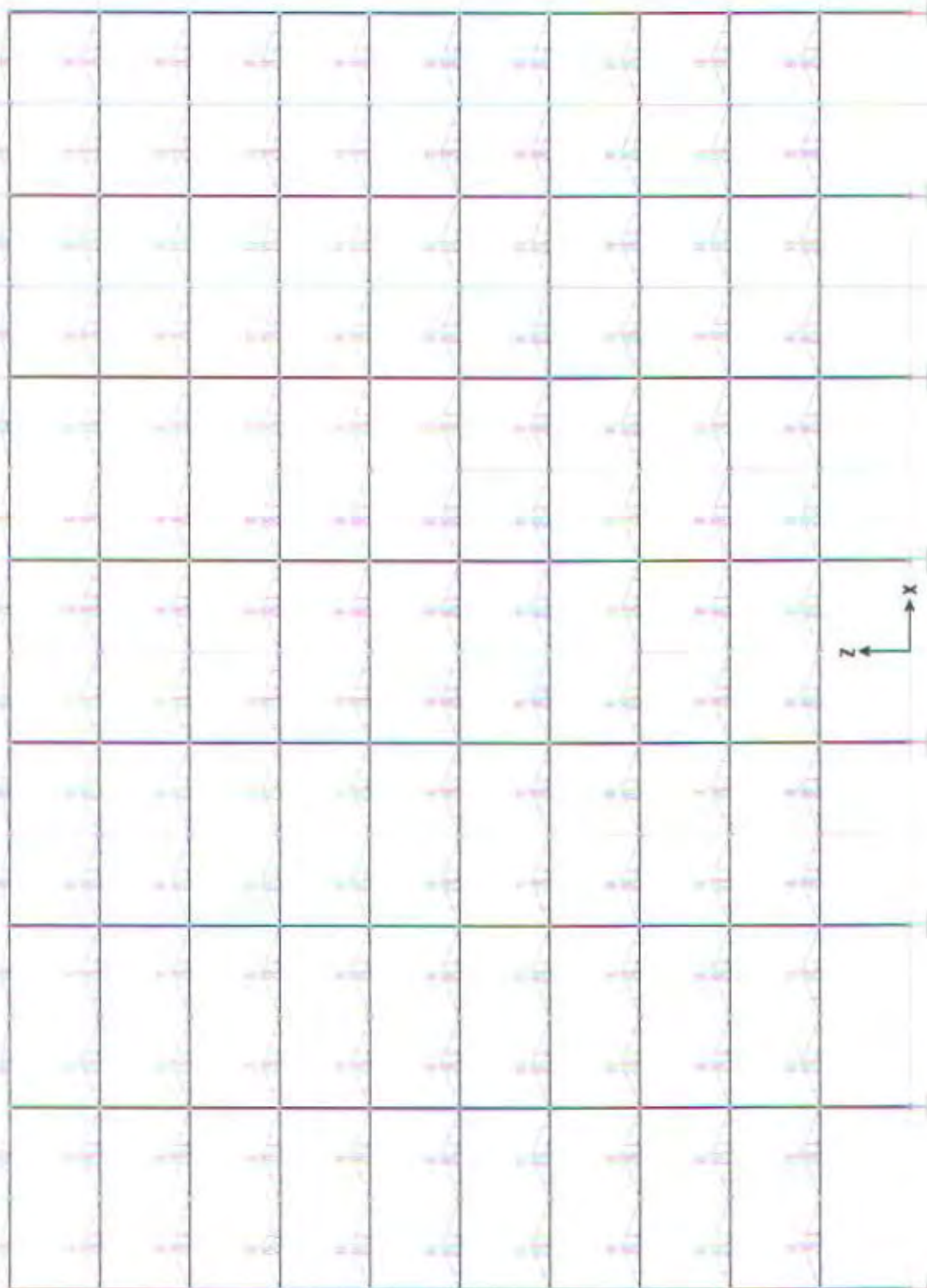
[illegible]

288 DIAPH4
496 DIAPH4
668 DIAPH4
105 DIAPH4
289 DIAPH4
497 DIAPH4
669 DIAPH4
106 DIAPH4
290 DIAPH4
498 DIAPH4
670 DIAPH4
107 DIAPH4
291 DIAPH4
499 DIAPH4
671 DIAPH4
108 DIAPH4
292 DIAPH4
500 DIAPH4
672 DIAPH4
109 DIAPH4
293 DIAPH4
501 DIAPH4
673 DIAPH4
110 DIAPH4
295 DIAPH4
503 DIAPH4
674 DIAPH4
111 DIAPH4
297 DIAPH4
505 DIAPH4
675 DIAPH4
112 DIAPH4
298 DIAPH4
506 DIAPH4
676 DIAPH4
113 DIAPH4
299 DIAPH4
507 DIAPH4
677 DIAPH4
492 DIAPH4
284 DIAPH4
494 DIAPH4
286 DIAPH4
504 DIAPH4
288 DIAPH4
502 DIAPH4
294 DIAPH4
503 DIAPH4
84 DIAPH5
262 DIAPH5
477 DIAPH5
648 DIAPH5
85 DIAPH5
263 DIAPH5
478 DIAPH5
649 DIAPH5
86 DIAPH5
264 DIAPH5
479 DIAPH5
650 DIAPH5
87 DIAPH5
266 DIAPH5
474 DIAPH5
651 DIAPH5
88 DIAPH5
268 DIAPH5
476 DIAPH5
652 DIAPH5
89 DIAPH5
269 DIAPH5
477 DIAPH5
653 DIAPH5

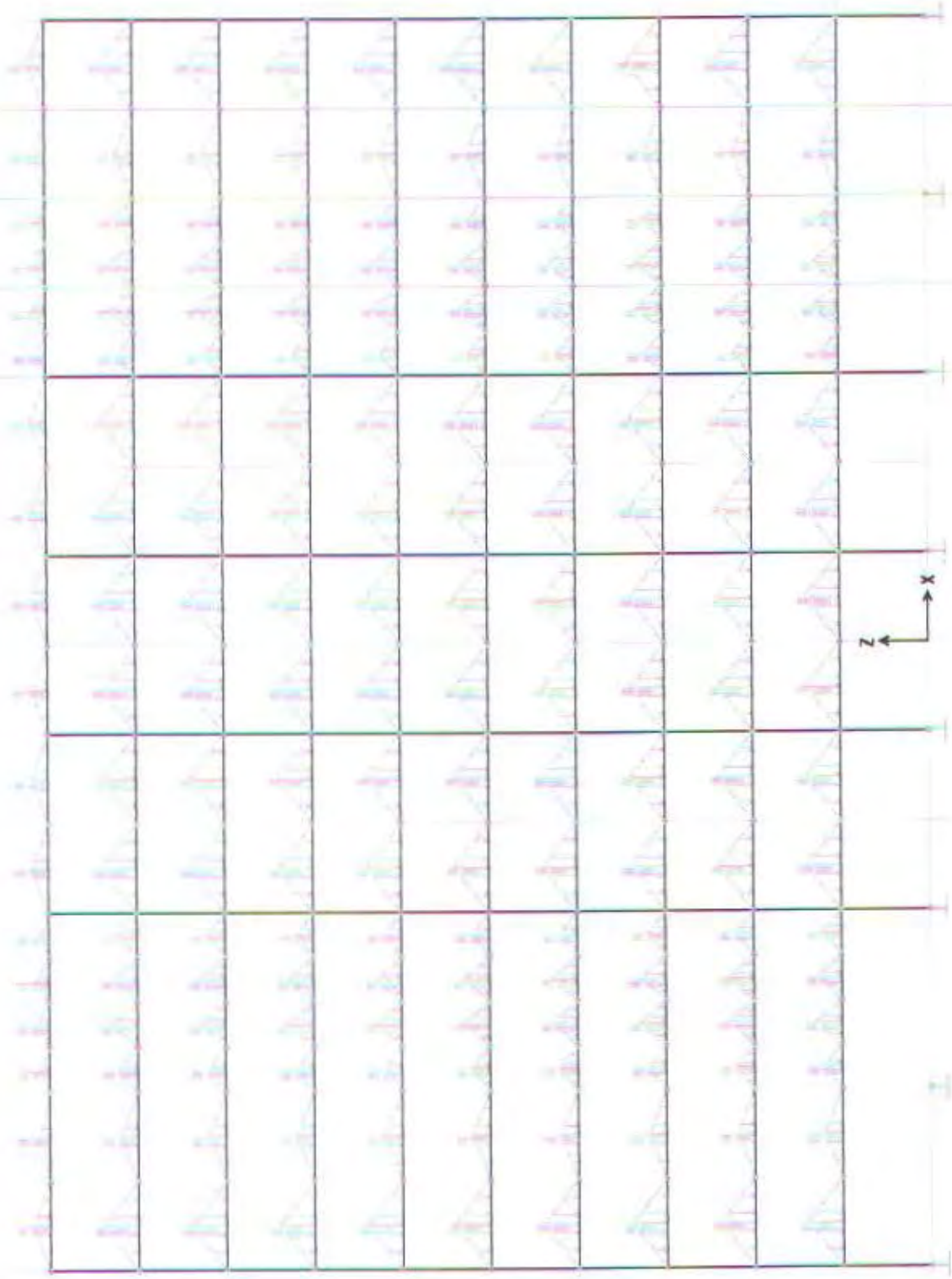
90 DIAPH5
270 DIAPH5
478 DIAPH5
654 DIAPH5
91 DIAPH5
271 DIAPH5
479 DIAPH5
655 DIAPH5
92 DIAPH5
272 DIAPH5
480 DIAPH5
656 DIAPH5
93 DIAPH5
273 DIAPH5
481 DIAPH5
657 DIAPH5
94 DIAPH5
274 DIAPH5
482 DIAPH5
658 DIAPH5
95 DIAPH5
276 DIAPH5
484 DIAPH5
659 DIAPH5
96 DIAPH5
278 DIAPH5
486 DIAPH5
660 DIAPH5
97 DIAPH5
279 DIAPH5
487 DIAPH5
661 DIAPH5
98 DIAPH5
280 DIAPH5
488 DIAPH5
662 DIAPH5
473 DIAPH5
265 DIAPH5
475 DIAPH5
267 DIAPH5
483 DIAPH5
277 DIAPH5
483 DIAPH5
275 DIAPH5
362 DIAPH5
69 DIAPH6
243 DIAPH6
451 DIAPH6
633 DIAPH6
70 DIAPH6
244 DIAPH6
452 DIAPH6
634 DIAPH6
71 DIAPH6
245 DIAPH6
453 DIAPH6
635 DIAPH6
72 DIAPH6
247 DIAPH6
455 DIAPH6
636 DIAPH6
73 DIAPH6
249 DIAPH6
457 DIAPH6
637 DIAPH6
74 DIAPH6
250 DIAPH6
458 DIAPH6
638 DIAPH6
75 DIAPH6
251 DIAPH6
459 DIAPH6

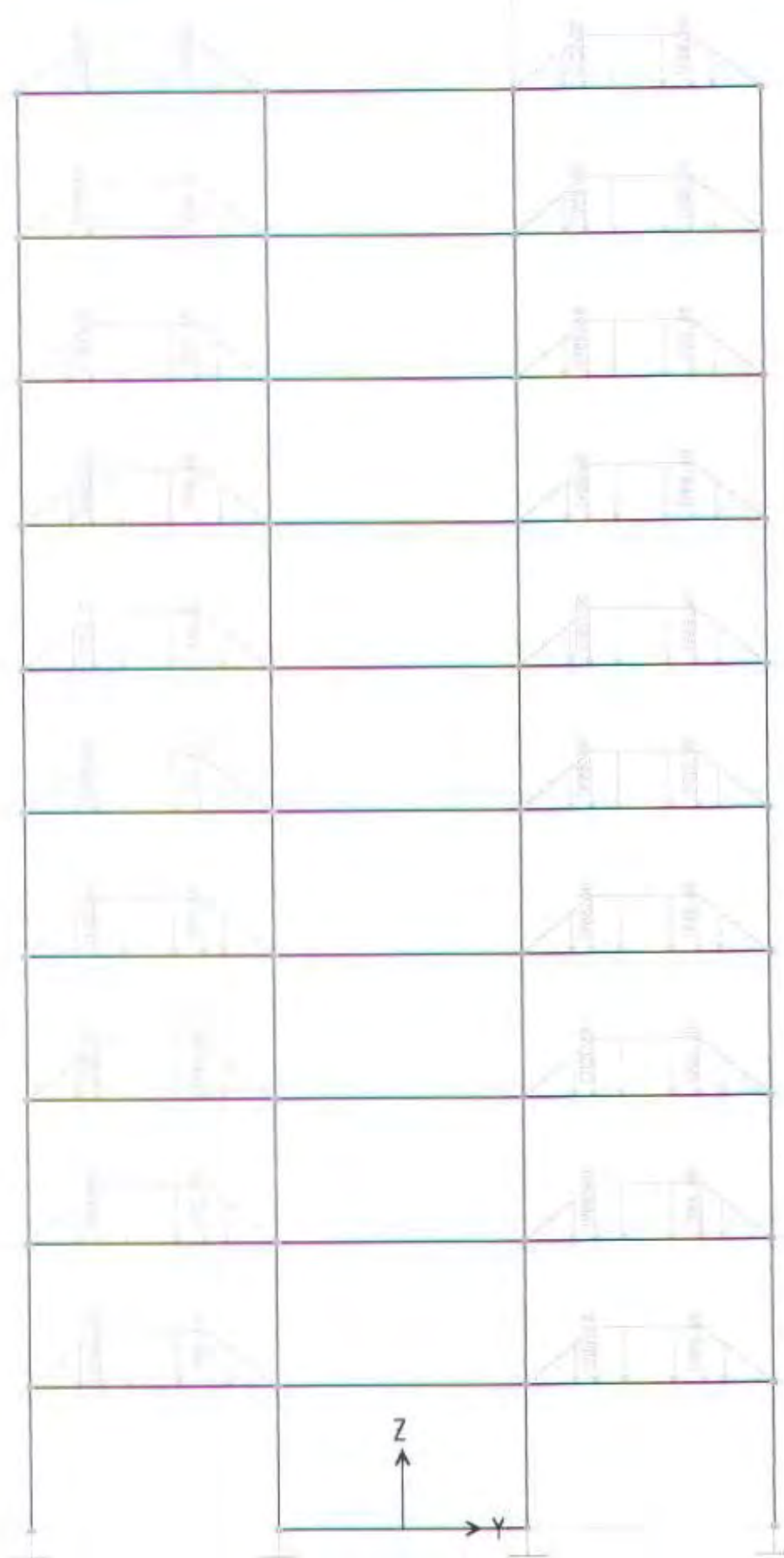
639 DIAPH6
76 DIAPH6
252 DIAPH6
460 DIAPH6
640 DIAPH6
77 DIAPH6
253 DIAPH6
461 DIAPH6
641 DIAPH6
78 DIAPH6
254 DIAPH6
462 DIAPH6
642 DIAPH6
79 DIAPH6
255 DIAPH6
463 DIAPH6
643 DIAPH6
80 DIAPH6
257 DIAPH6
465 DIAPH6
644 DIAPH6
81 DIAPH6
259 DIAPH6
467 DIAPH6
645 DIAPH6
82 DIAPH6
260 DIAPH6
469 DIAPH6
646 DIAPH6
83 DIAPH6
261 DIAPH6
469 DIAPH6
647 DIAPH6
484 DIAPH6
246 DIAPH6
486 DIAPH6
248 DIAPH6
486 DIAPH6
259 DIAPH6
484 DIAPH6
256 DIAPH6
364 DIAPH6
34 DIAPH7
222 DIAPH7
432 DIAPH7
618 DIAPH7
35 DIAPH7
225 DIAPH7
432 DIAPH7
619 DIAPH7
36 DIAPH7
226 DIAPH7
434 DIAPH7
620 DIAPH7
47 DIAPH7
226 DIAPH7
436 DIAPH7
621 DIAPH7
39 DIAPH7
227 DIAPH7
438 DIAPH7
621 DIAPH7
39 DIAPH7
231 DIAPH7
439 DIAPH7
621 DIAPH7
40 DIAPH7
232 DIAPH7
440 DIAPH7
624 DIAPH7
41 DIAPH7
233 DIAPH7

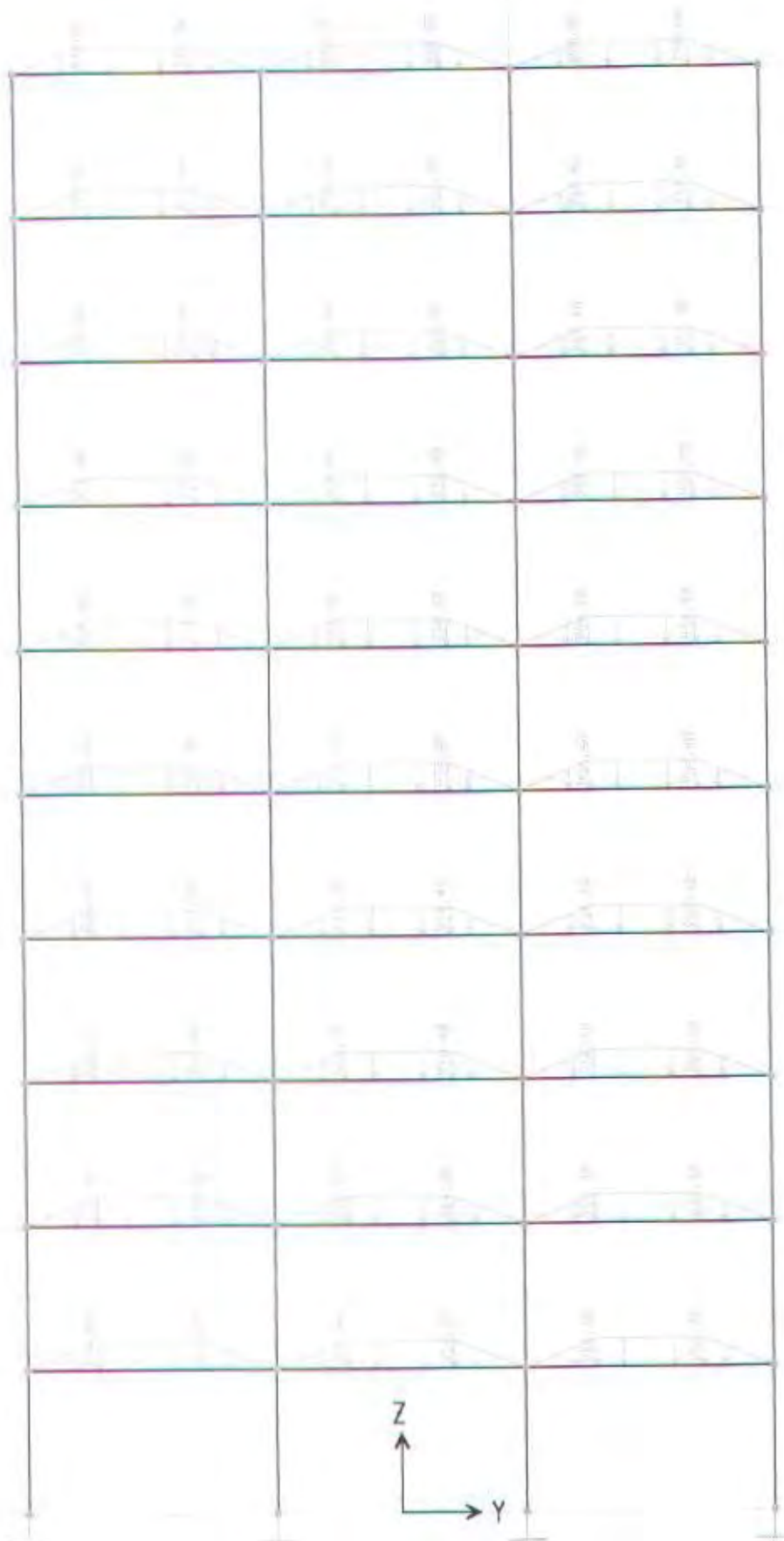


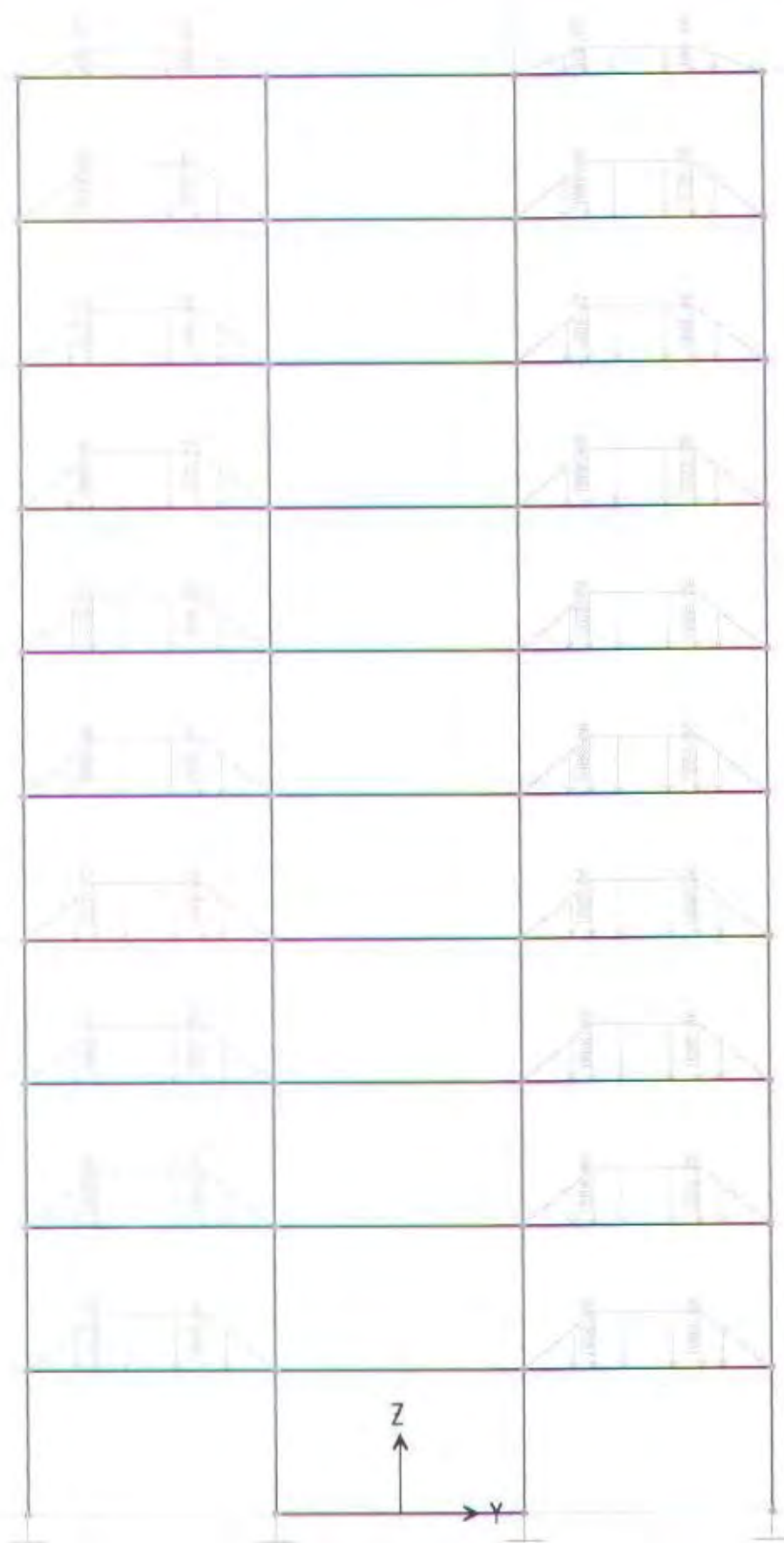


MILIK PERPUSTAKAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH - NOPEMBER

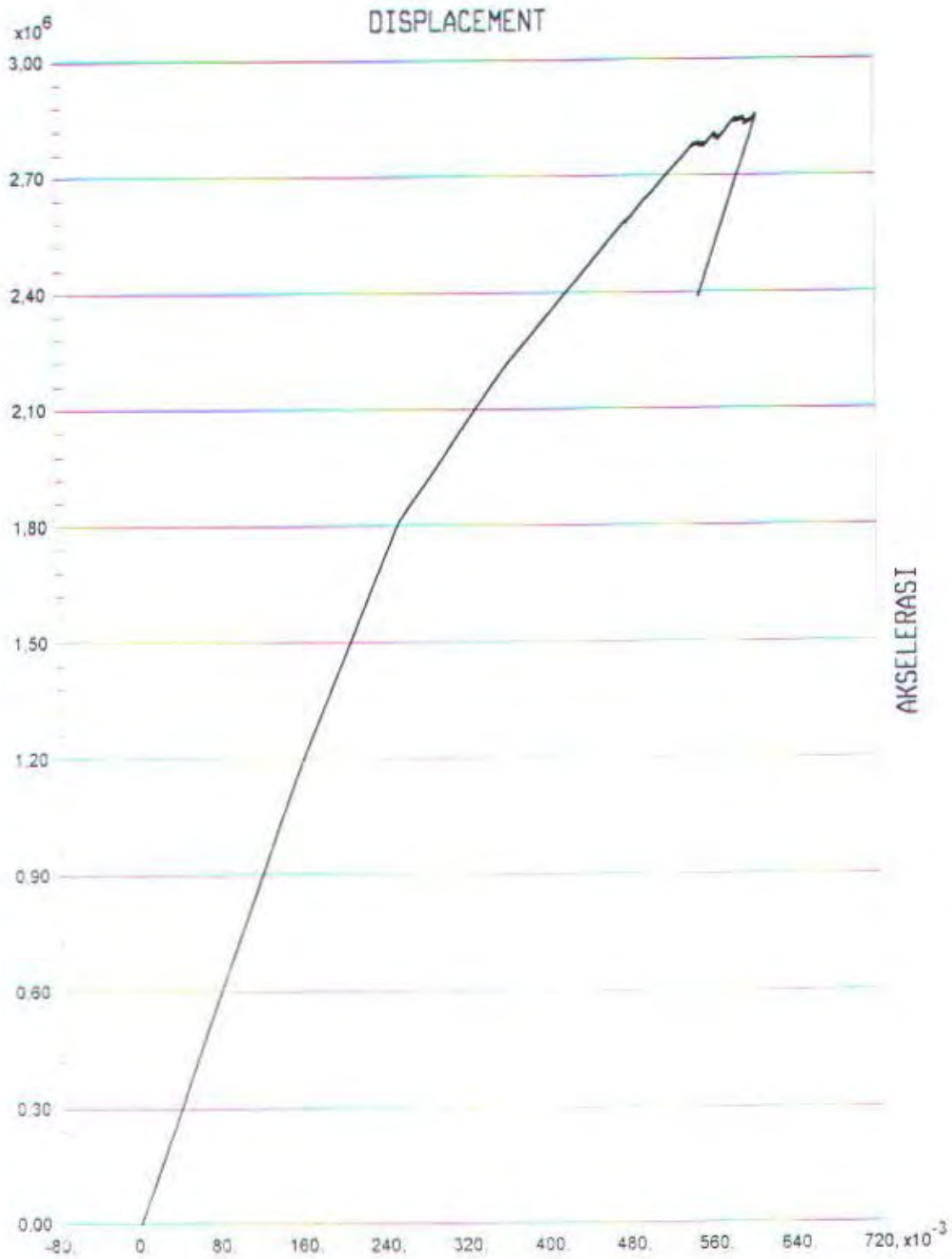






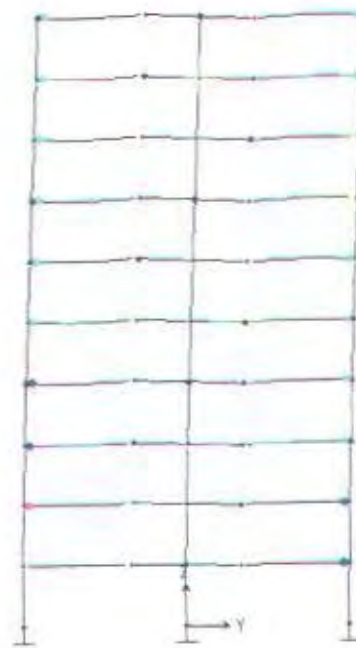




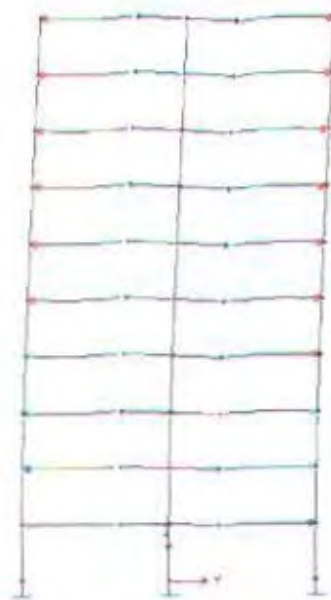




Step 3



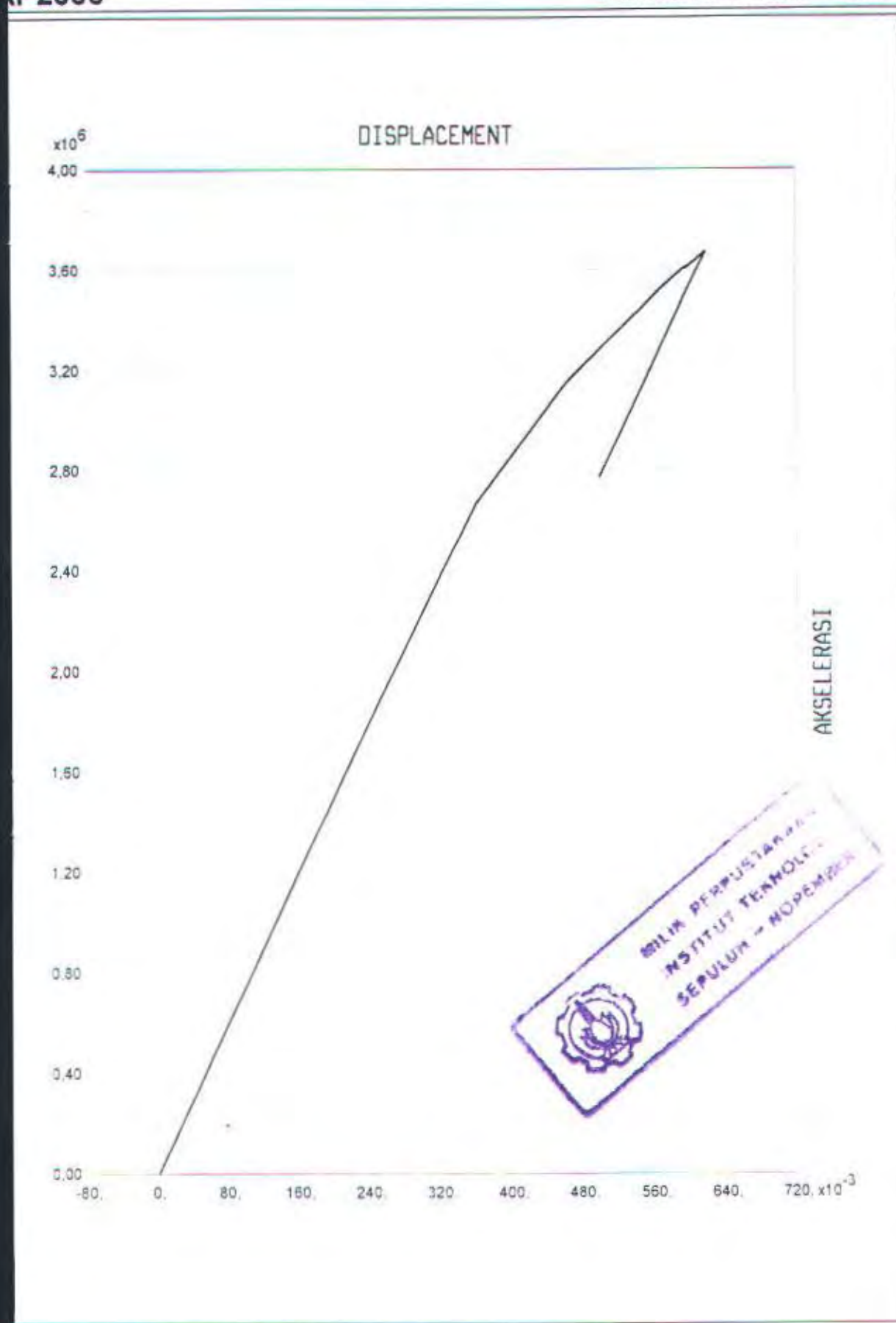
Step 6



Step 52

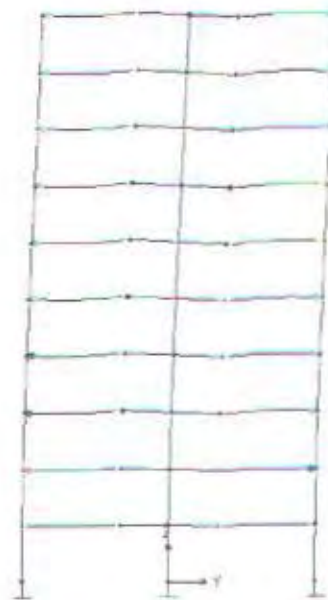


Pembentukan Sendi Plastis (Trial Awal)

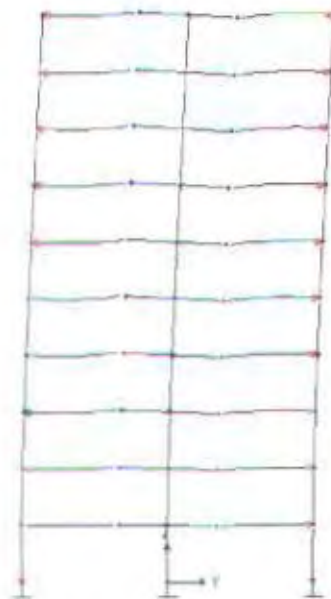




Step 4



Step 7

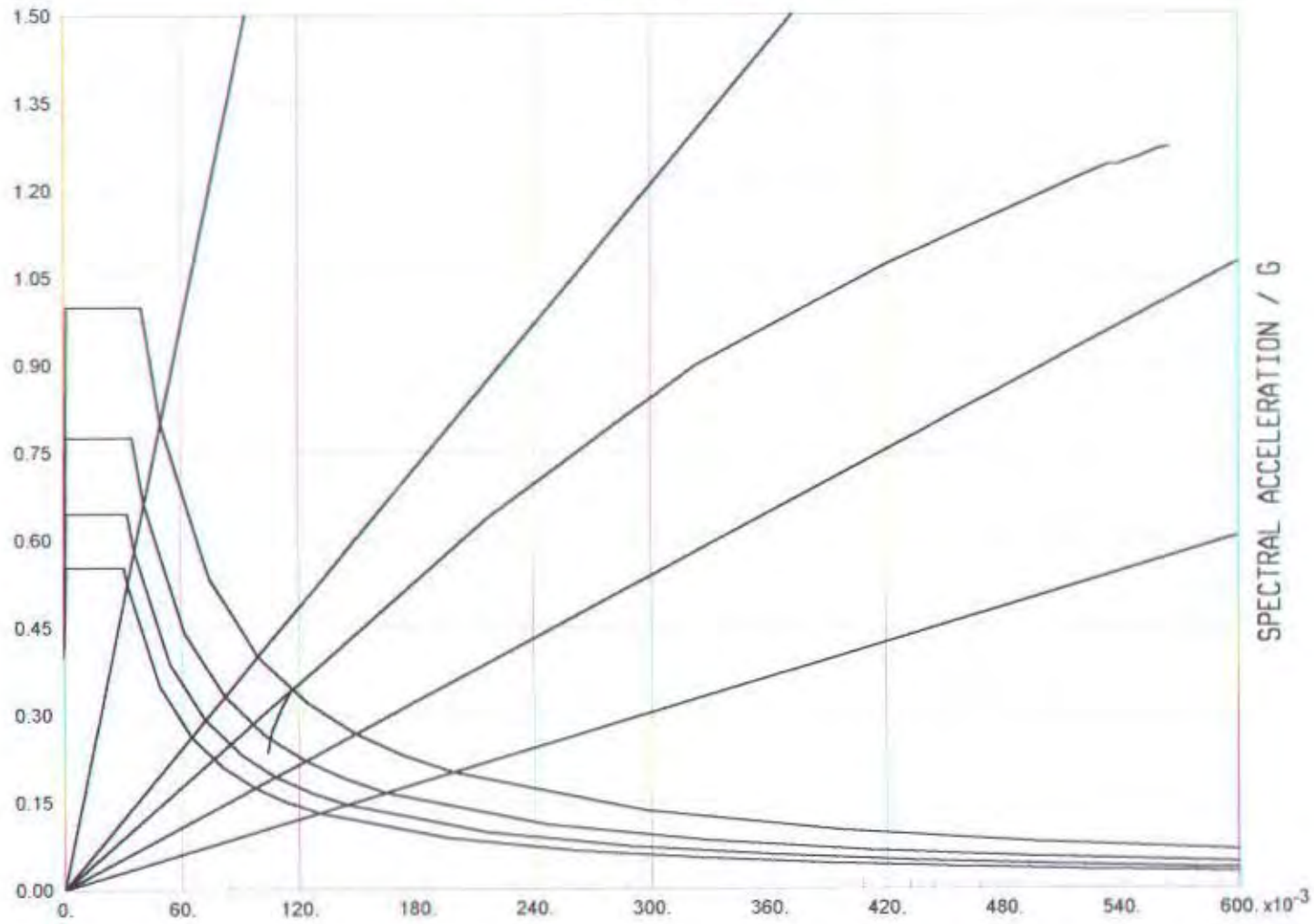


Step 14



Pembentukan Sensi Plastis (Trial Akhir)

SPECTRAL DISPLACEMENT



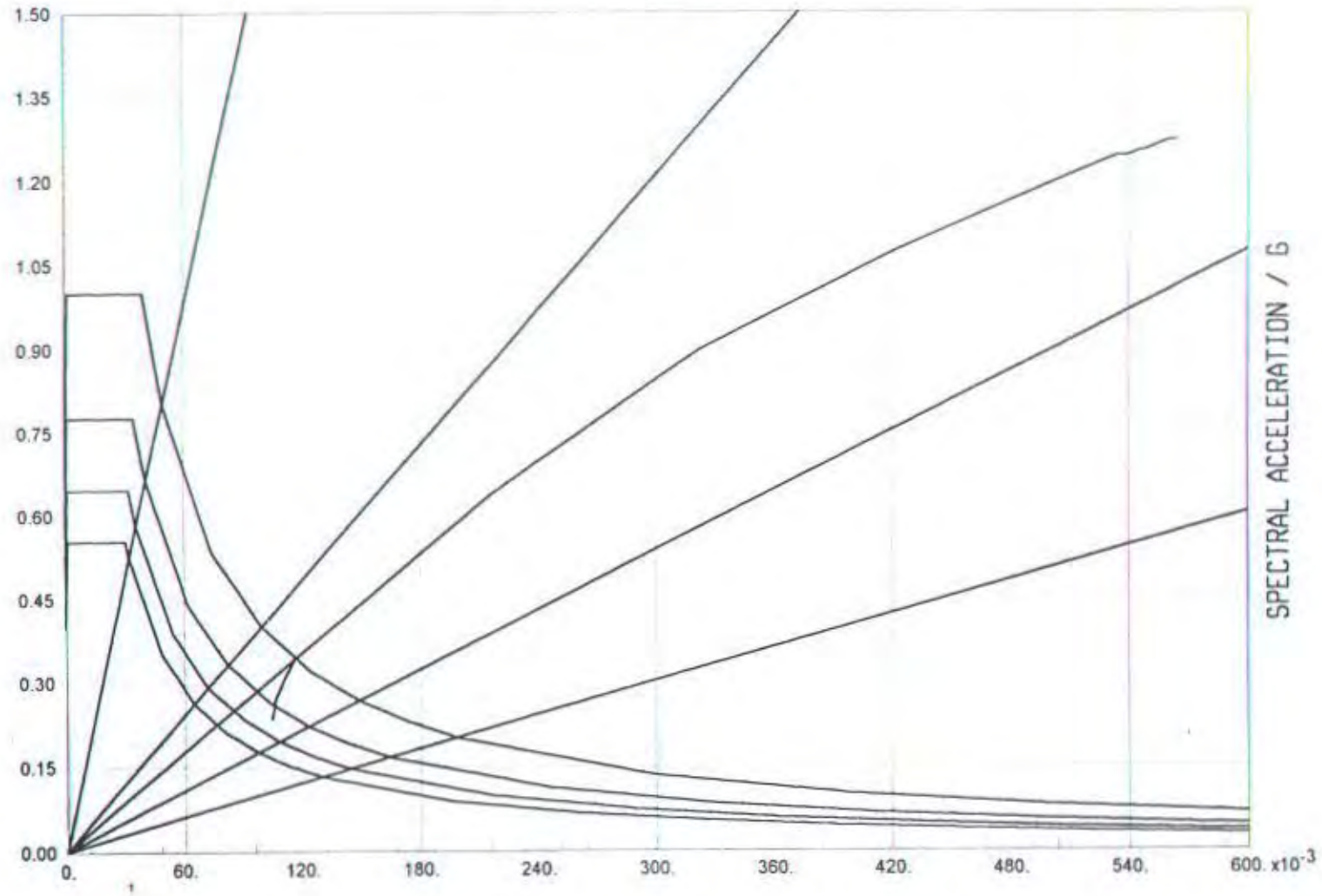
ides, Civil Engineering, ITS, Surabaya

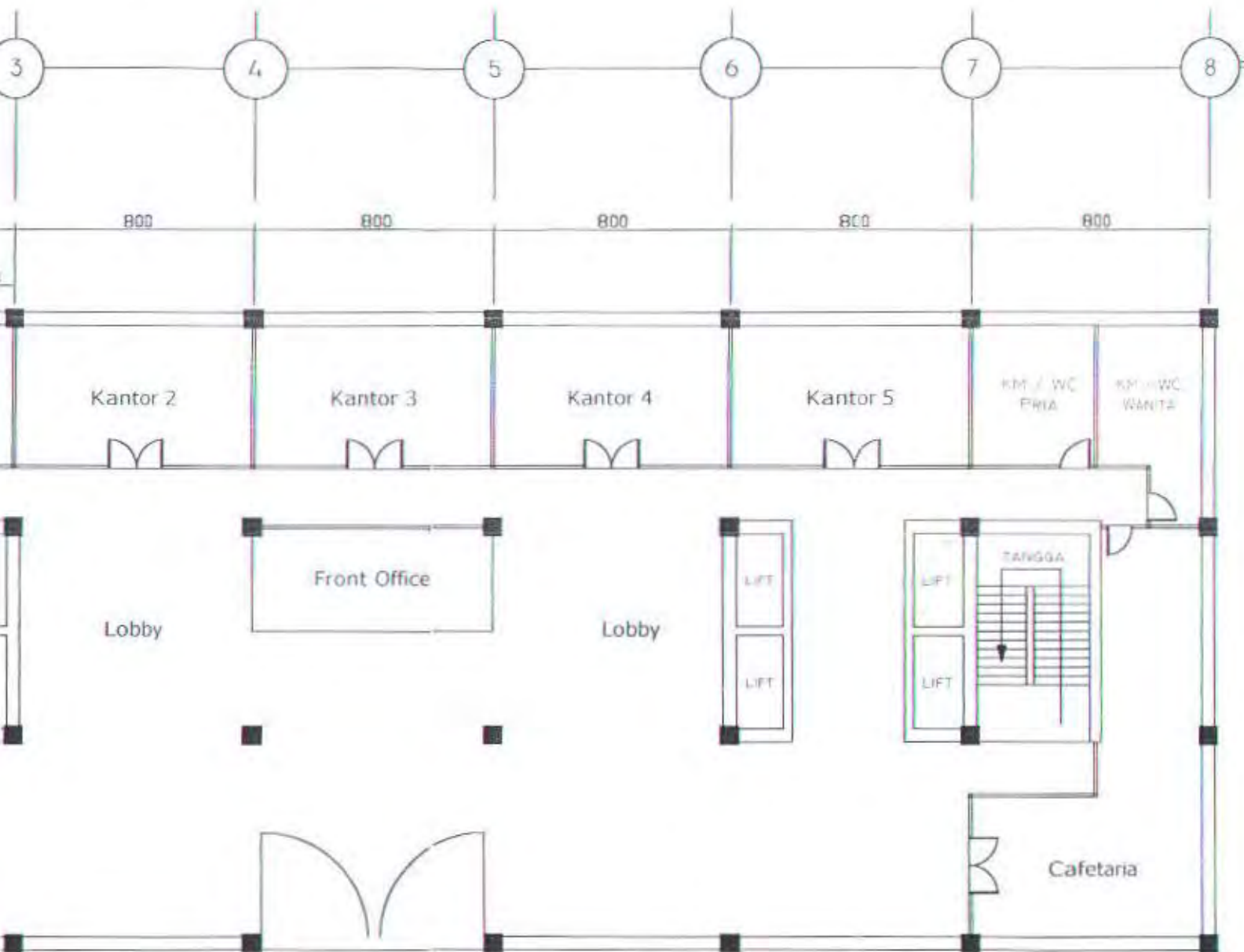
USHOVER CAPACITY / DEMAND COMPARISON

Pushover Case PUSH2

Step	Teff	Seff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF*Q
0	1.170	0.050	0.000	0.000	0.116	0.342	1.000	1.000
1	1.170	0.050	0.085	0.249	0.116	0.342	0.671	1.180
2	1.170	0.050	0.169	0.498	0.116	0.342	0.671	1.180
3	1.170	0.050	0.217	0.638	0.116	0.342	0.671	1.180
4	1.203	0.066	0.323	0.897	0.111	0.309	0.662	1.115
5	1.258	0.091	0.423	1.075	0.106	0.271	0.653	1.091
6	1.305	0.107	0.512	1.209	0.105	0.249	0.649	1.109
7	1.316	0.110	0.534	1.242	0.105	0.244	0.649	1.115
8	1.323	0.114	0.540	1.242	0.105	0.241	0.647	1.103
9	1.326	0.114	0.546	1.251	0.105	0.240	0.647	1.105
10	1.328	0.115	0.548	1.251	0.105	0.239	0.646	1.101
11	1.333	0.117	0.560	1.268	0.105	0.237	0.646	1.104
12	1.338	0.119	0.565	1.270	0.104	0.235	0.645	1.095

SPECTRAL DISPLACEMENT





DENAH LANTAI DASAR

SKALA 1 : 200

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTIANTO
3199 100 007

GAMBAR

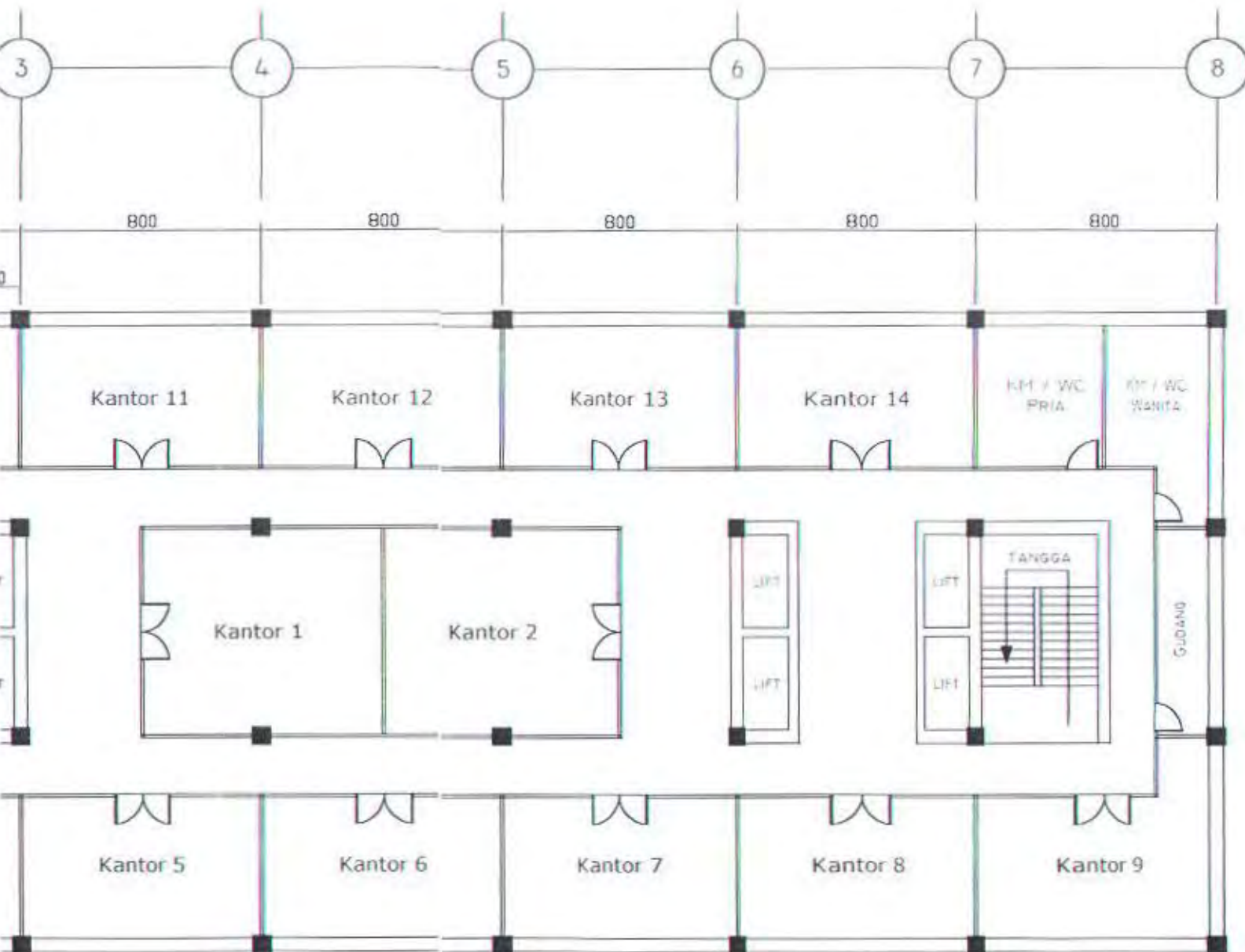
DENAH LANTAI DASAR

NO. GAMBAR

1

DISETUJUI

CATATAN



DENAH LANTAI 1 - 9

SKALA 1 : 200

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE SHEAR WALL
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

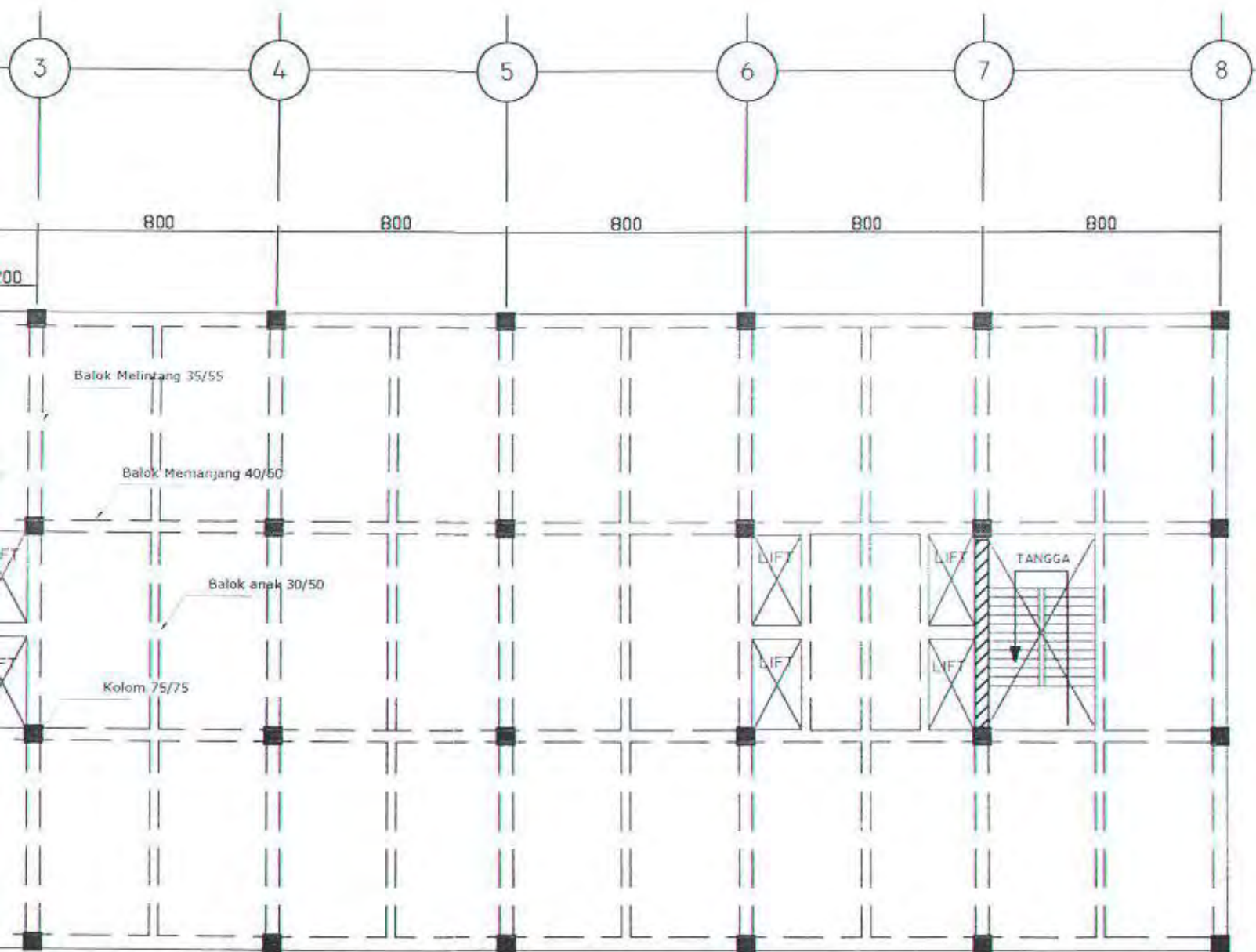
DENAH LANTAI 1 - 9

NO. GAMBAR

2

DISETUJUI

CATATAN



DENAH BALOK - KOLOM LANTAI 1 - 9

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

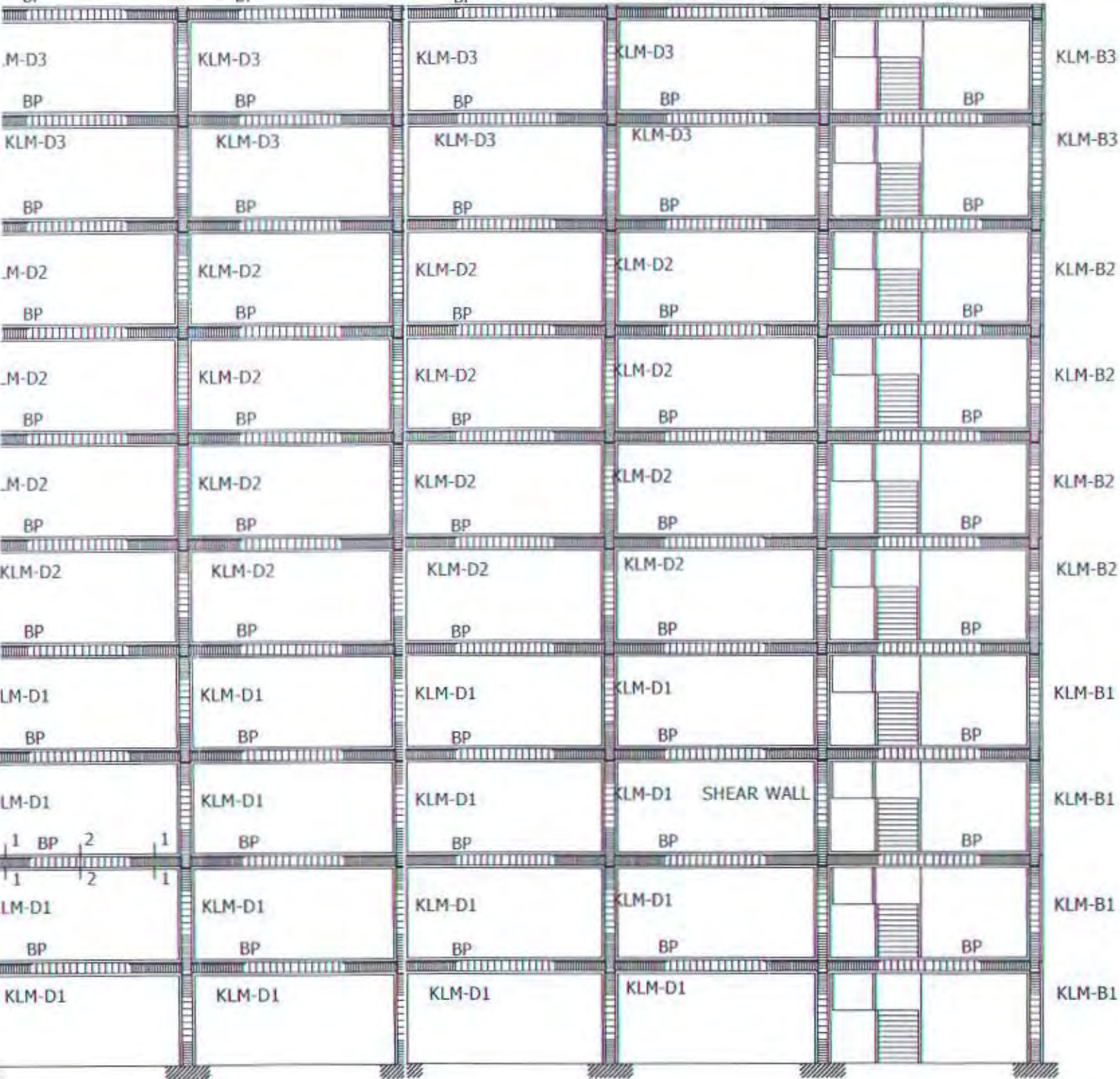
DENAH BALOK DAN
KOLOM LANTAI 1 - 9

NO. GAMBAR

3

DISETUJUI

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE SHEAR WALL
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTIAN TO
3199 100 007

GAMBAR

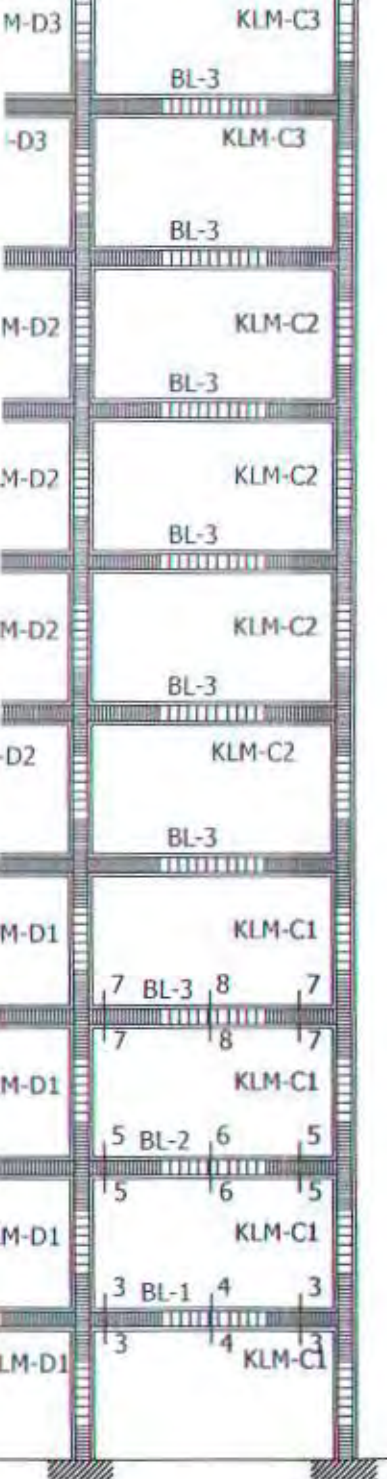
GAMBAR POTONGAN
MEMANJANG GEDUNG

NO. GAMBAR

4

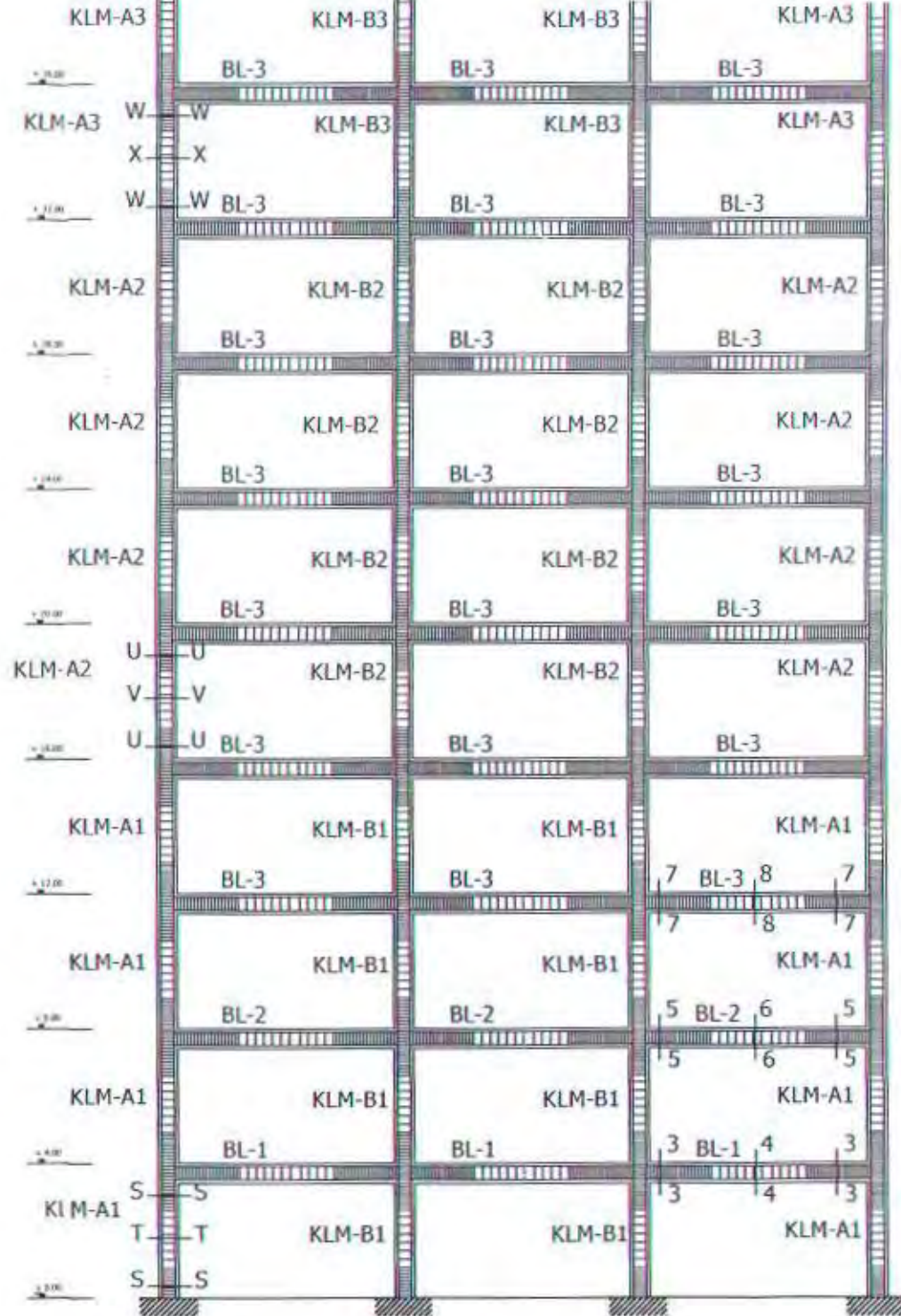
DISETUJUI

CATATAN



ANG PORTAL 4

200



POTONGAN MELINTANG PORTAL I

SKALA 1 : 200

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE SHEAR WALL
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTIANO
3199 100 007

GAMBAR

GAMBAR POTONGAN
MELINTANG GEDUNG

NO. GAMBAR

5

DISETUJUI

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE SHEAR WALL
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTIAN TO
3199 100 007

GAMBAR

SKET TULANGAN
KOLOM

NO. GAMBAR

6

DISETUJUI

CATATAN



POTONGAN C - C

POTONGAN D - D

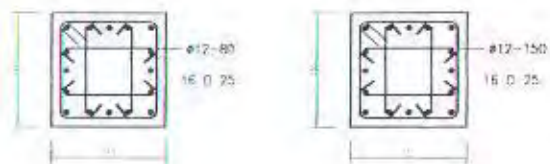
KOLOM - B2



POTONGAN E - E

POTONGAN F - F

KOLOM - B3



POTONGAN I - I

POTONGAN J - J

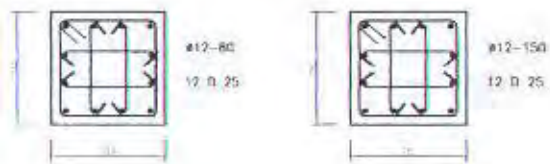
KOLOM - D2



POTONGAN K - K

POTONGAN L - L

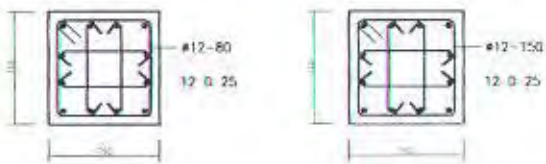
KOLOM - D3



POTONGAN O - O

POTONGAN P - P

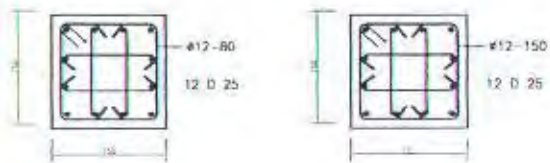
KOLOM - C2



POTONGAN Q - Q

POTONGAN R - R

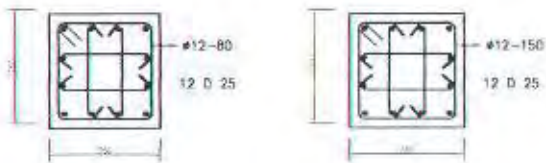
KOLOM - C3



POTONGAN U - U

POTONGAN V - V

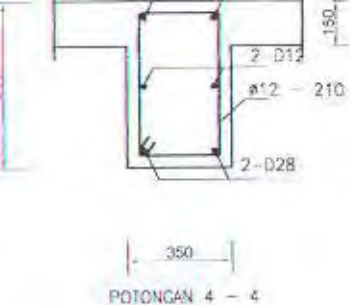
KOLOM - A2



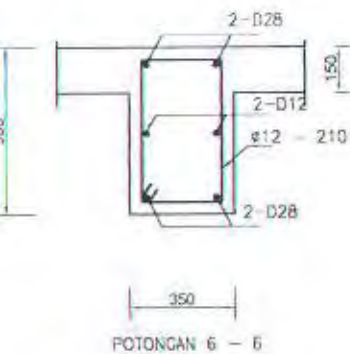
POTONGAN W - W

POTONGAN X - X

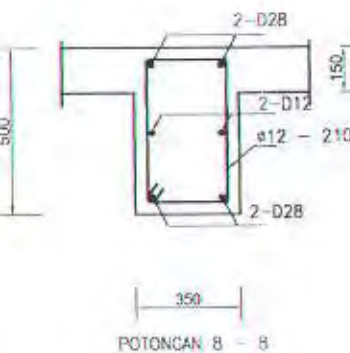
KOLOM - A3



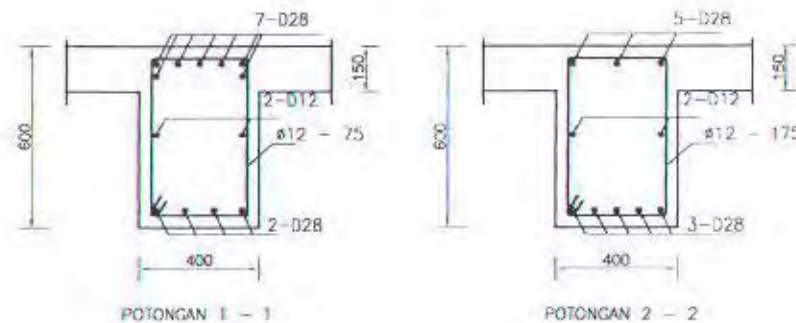
BL1



BL 2



L - 3



BALOK BP

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE SHEAR WALL
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

SKET TULANGAN
BALOK

NO. GAMBAR

7

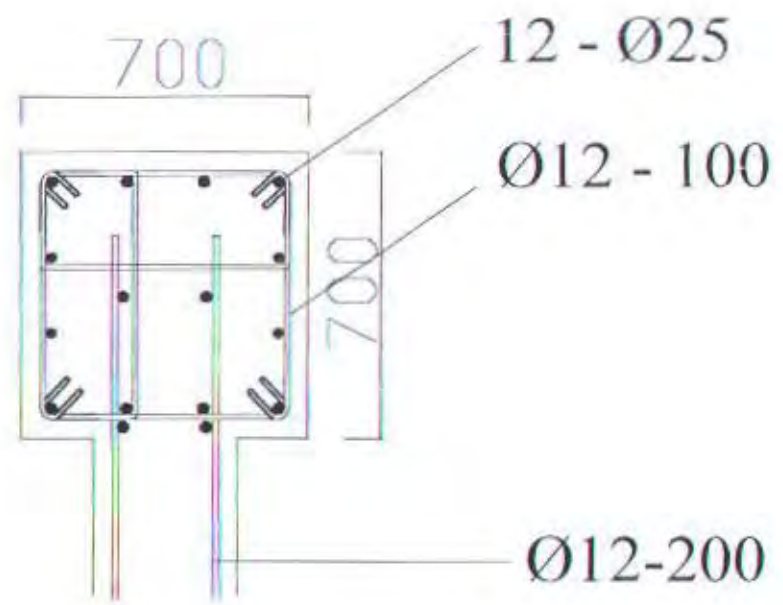
DISETUJUI

CATATAN

2 - 100

12-200

12-400



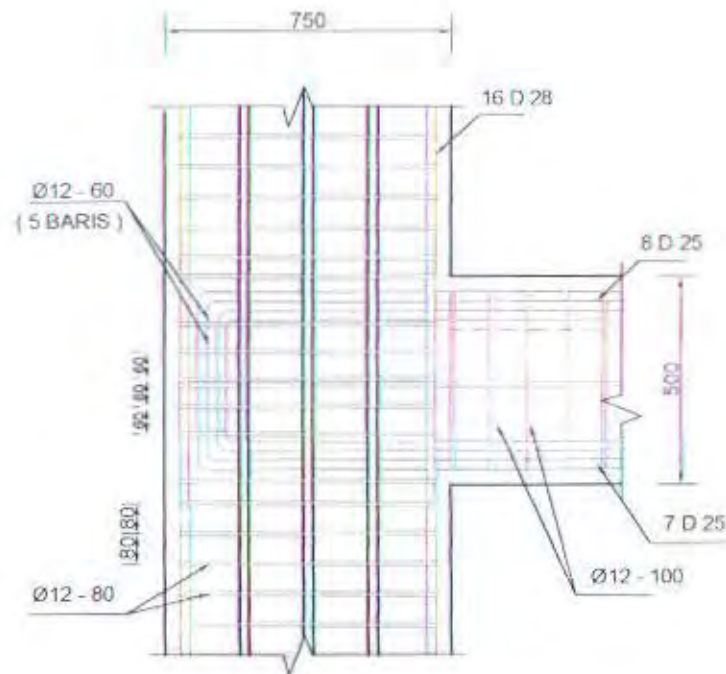
DETAIL A (BOUNDARY ELEMENT)

ALL

 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS SURABAYA	
JUDUL TUGAS AKHIR	
PERENCANAAN GEDUNG 10 LANTAI TYPE SHEAR WALL FRAME DENGAN METODE PUSHOVER ANALYSIS MENGUNAKAN SNI 2002	
DOSEN PEMBIMBING	
Ir. MUDJI IRMAWAN, MS. Dr. Ir. TRIWULAN, DEA	
MAHASISWA	
HERIBERTUS FAJAR KRISTianto 3199 100 007	
GAMBAR	
PENULANGAN SHEARWALL	
NO. GAMBAR	
8	
DISE T U J U I	
CATATAN	



INTERIOR
AI 3



BALOK KOLOM JOINT EKSTERIOR
PORTAL 2 LANTAI 3
SKALA 1:20



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

BEAM - COLUMN JOINT
PORTAL MELINTANG

NO. GAMBAR

9

DISETUJUI

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

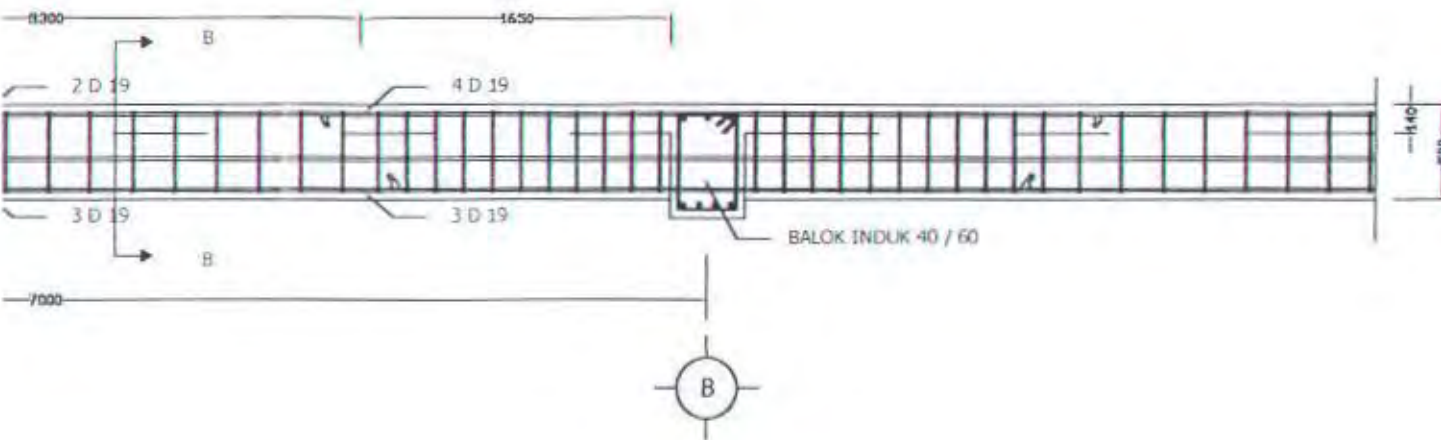
TULANGAN BALOK
ANAK ATAP

NO. GAMBAR

10

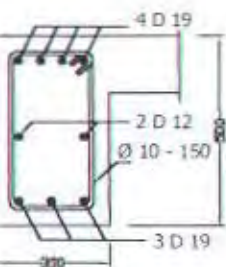
DISETUJUI

CATATAN

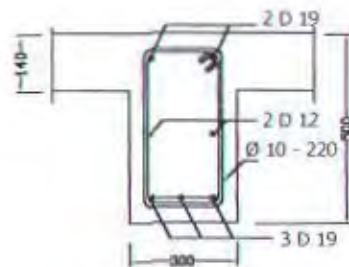


NGAN MEMANJANG BALOK ANAK ATAP

SKALA 1 : 40



NGAN A - A



POTONGAN B - B



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

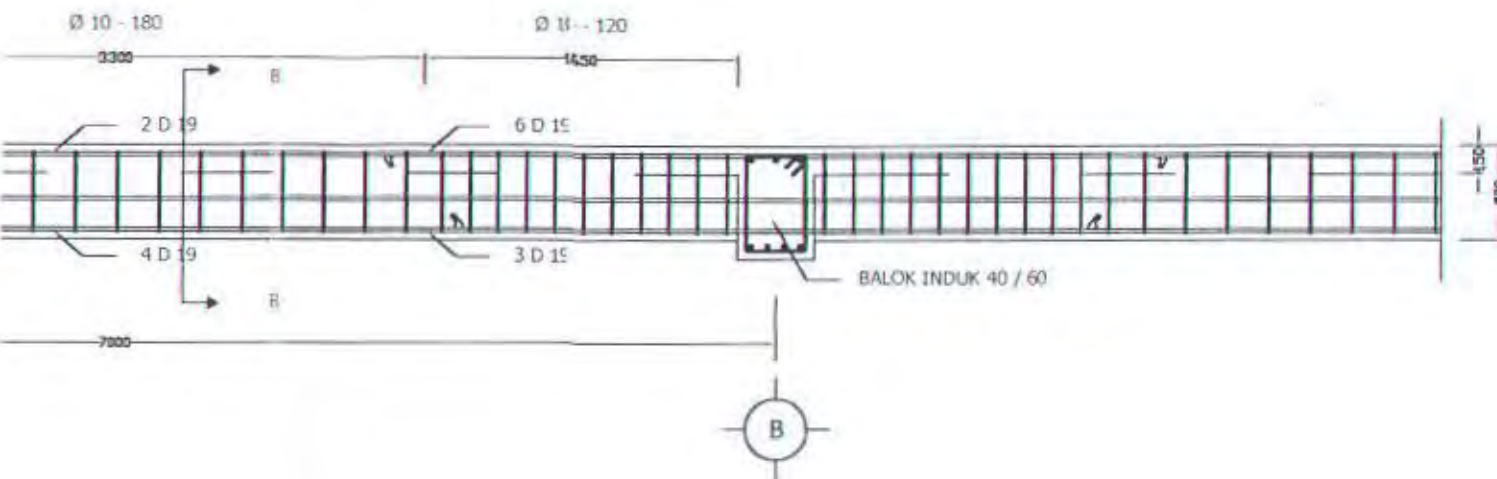
TULANGAN BALOK
ANAK LANTAI

NO. GAMBAR

11

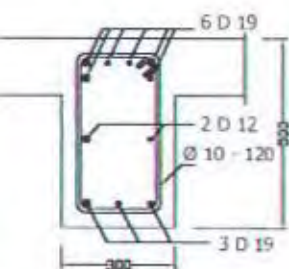
DISETUJUI

CATATAN

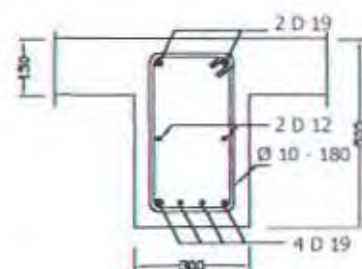


POTONGAN MEMANJANG BALOK ANAK LANTAI

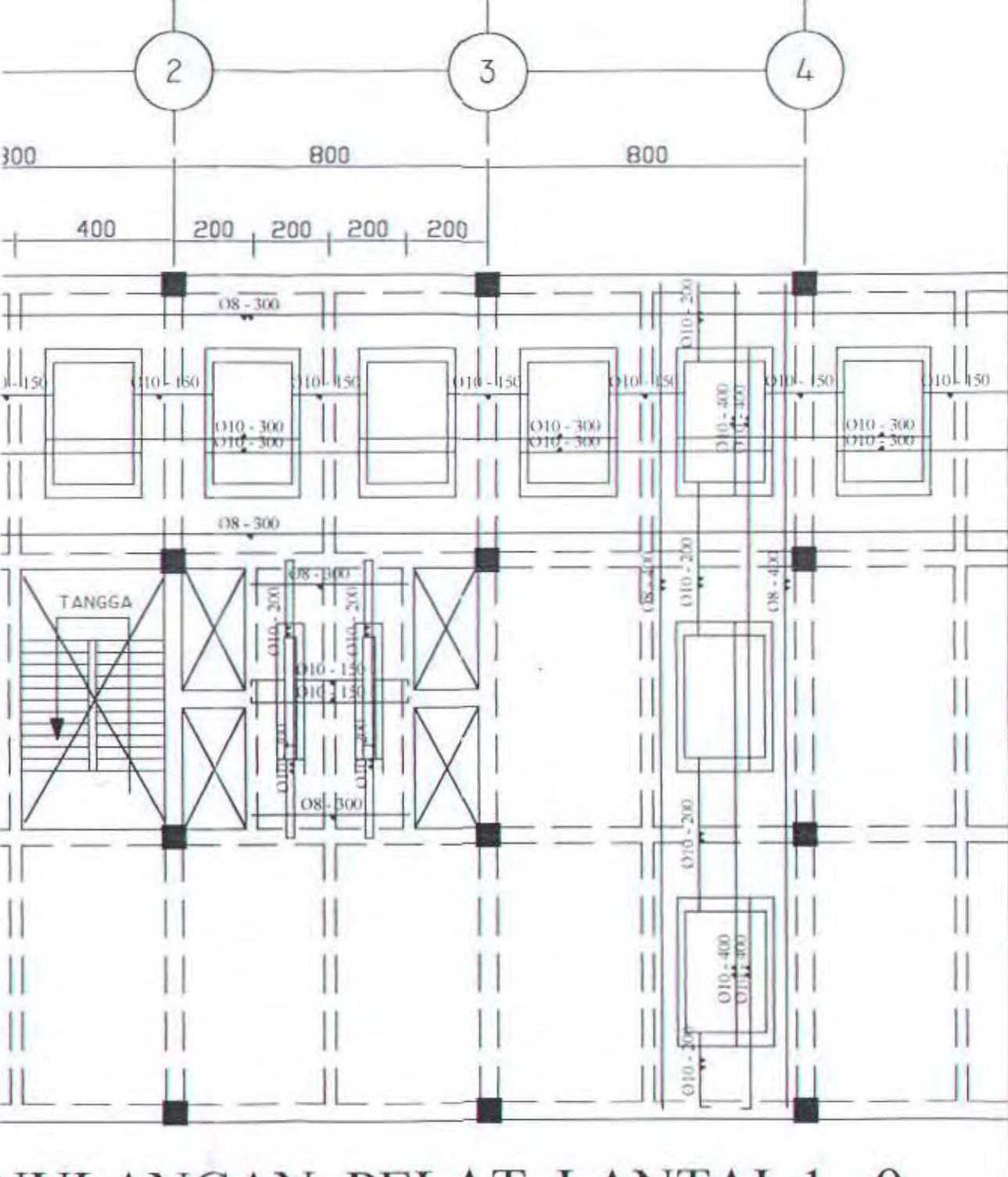
SKALA 1 : 40

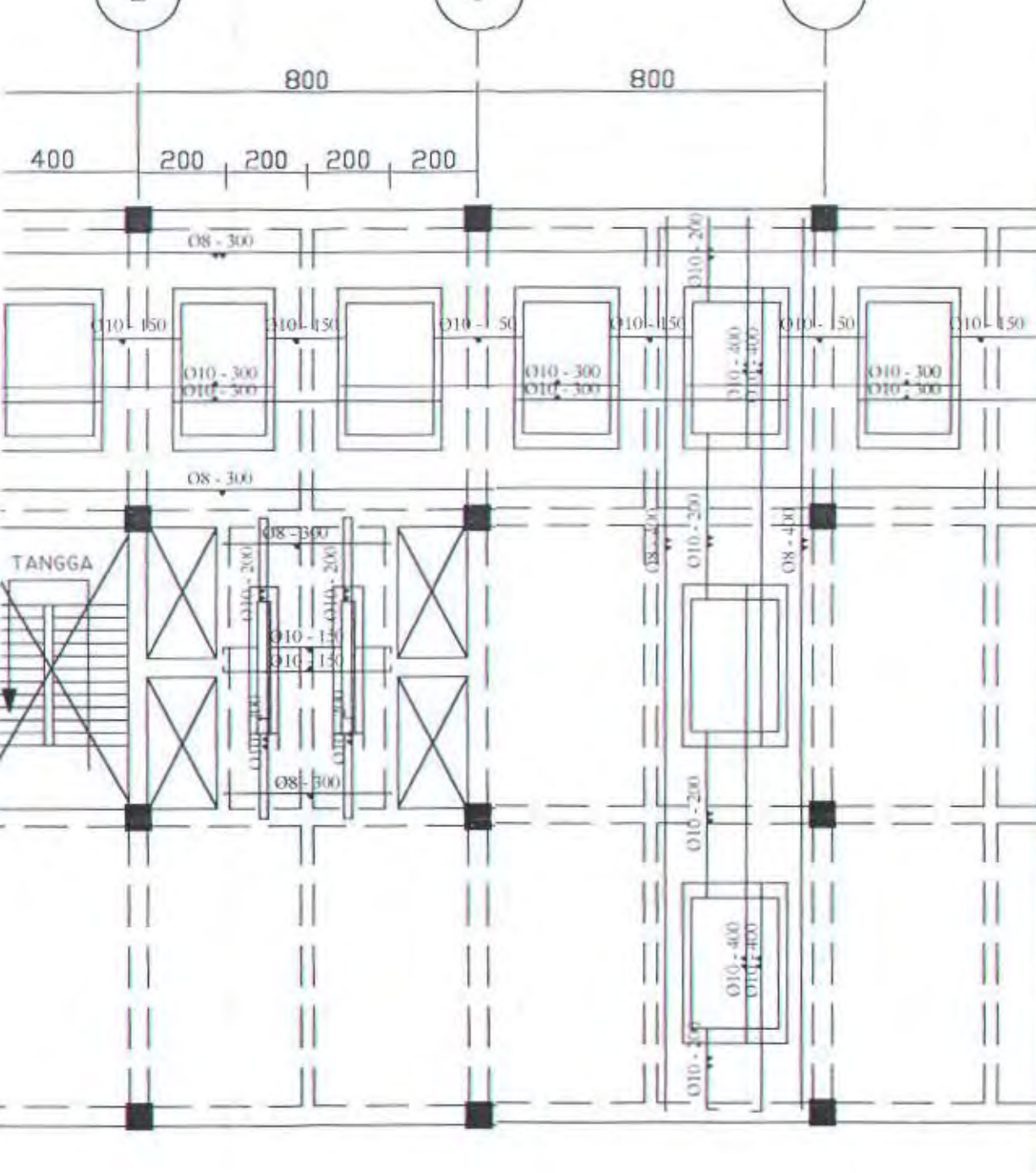


POTONGAN A - A



POTONGAN B - B





PENULANGAN PELAT ATAP

SKALA 1 : 150

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - JTS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE SHEAR WALL
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

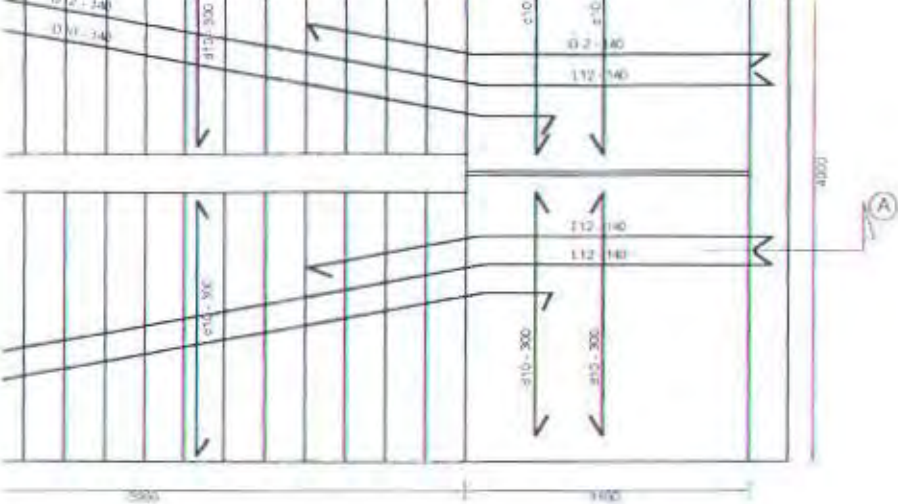
PENULANGAN PELAT
ATAP

NO. GAMBAR

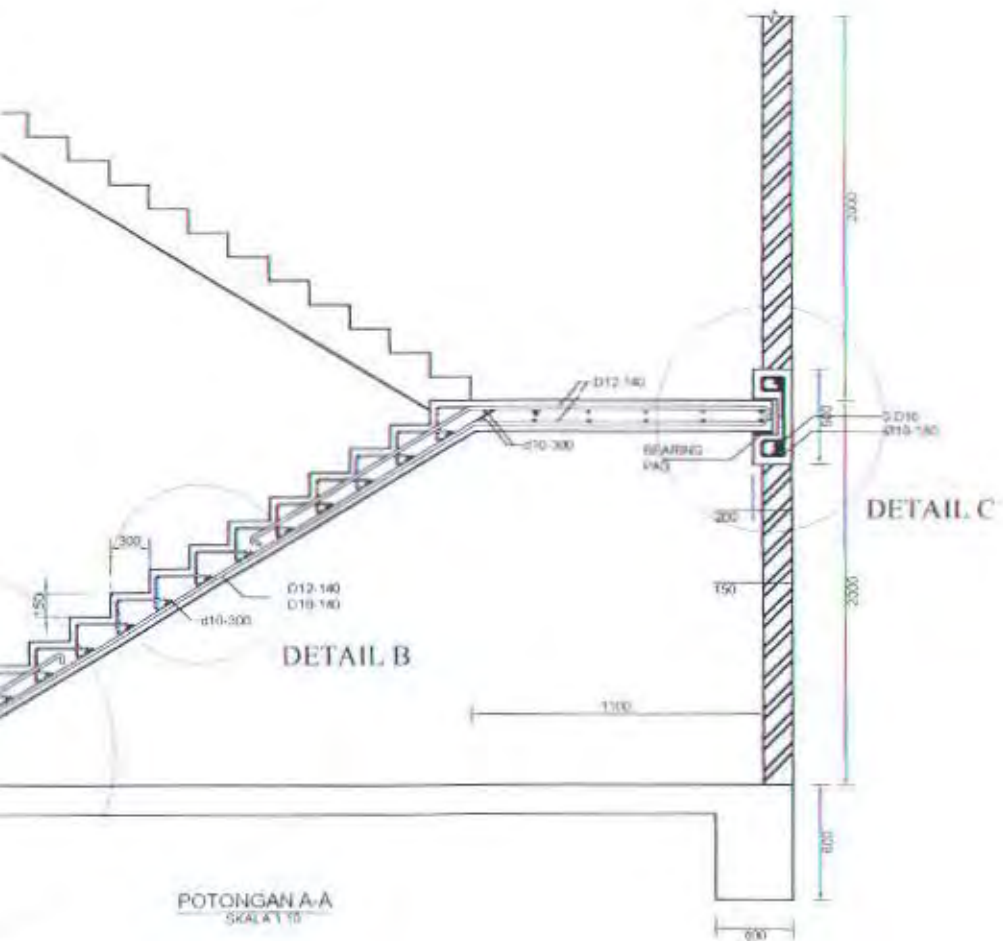
13

DISETUJUI

CATATAN



DENAH PENULANGAN TANGGA
SKALA 1:10



POTONGAN A-A
SKALA 1:10

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTIANTO
3199 100 007

GAMBAR

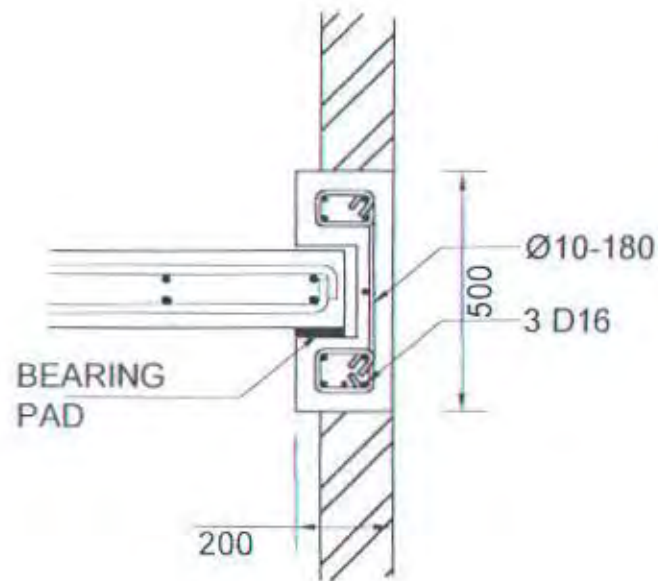
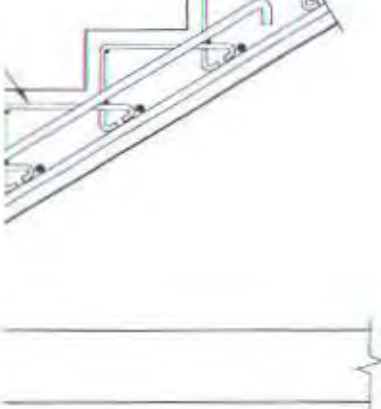
DETAIL PENULANGAN
TANGGA

NO. GAMBAR

14

DISETUJUI

CATATAN



DETAIL C

SKALA 1 : 40

2-140
0-140



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG 10
LANTAI TYPE *SHEAR WALL*
FRAME DENGAN METODE
PUSHOVER ANALYSIS
MENGUNAKAN SNI 2002

DOSEN PEMBIMBING

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.
Dr. Ir. TRIWULAN, DEA

MAHASISWA

HERIBERTUS FAJAR
KRISTianto
3199 100 007

GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
TANGGA

NO. GAMBAR

15

DISETUJUI

CATATAN